ＩＳＳＮ 0386－5878
土研資料第1542号
マイクロフィルム第　　号

一日土研集

（昭和52・53・54年版）

昭和55年2月

建設省土木研究所

Copyright © 54 年度 by P.W.R.I

All right reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine language without the written permition of the Director of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

1 日 土 研 集 序 文

「1日土研」は，地方建設局等が事業の実施上直面している土木技術上の諸問題について，現場の技術者と土木研究所の研究者が一堂に会し，お互いの話し合いによって問題を解決すると共に，土木研究所における研究成果を有効に現場に反映させるため，現場との密接な連繋を保つ場の1つとして，昭和39年四国地方建設局における第1回開催以来，各地方建設局で順次，計19回が開催されております。この間我々を取りまく世情は様々な問題を提起し，特に公共事業をも含む環境問題への世論の高まり，あるいは世界的なエネルギー危機に端を発した省資源，省エネルギーへの転換等，経済社会の変化に対応して，建設技術も新たな方策を探究しなければならない局面にたゝされているものと思われます。

このような観点から，今後ますます現場と土木研究所が一体となって建設事業を遂行することが必要になり，「1日土研」の意義も更に重要になってくることに鑑みますと，この機に近年開催された1日土研の資料をとりまとめておくことは，非常に意義深いことと思われます。

こゝに昭和52, 53, 54年度の沖縄総合事務局，関東地方建設局および九州地方建設局で開催された1日土研資料に基づき，当日の質疑応答ならびにその後の研究の進捗等による内容の補充，修正を含めて集録し，1日土研集（昭和52，53，54年版）として発行する運びになりました。

この1日土研集が関係各位の参考になれば幸いです。

昭和55年2月

建設省土木研究所長
坂上　義次郎

総　目　次

Ⅰ　河　川　部　門

1. 河川・海岸等の計画に関する問題点 …… 3
2. 河川・海岸等の調査に関する問題点 …… 24
3. 河川・海岸等の設計施工に関する問題点 …… 54
4. 河川・海岸等の管理その他に関する問題点 …… 73
5. ダムの計画調査に関する問題点 …… 100
6. ダムの設計施工に関する問題点 …… 128
7. ダムの管理その他に関する問題点 …… 144

Ⅱ　道　路　部　門

1. 道路環境に関する問題点 …… 163
2. 舗装に関する問題点 …… 195
3. 構造物に関する問題点 …… 239
4. そ　の　他 …… 271

Ⅲ　共　通　部　門

1. 土工に関する問題点 …… 287
2. コンクリートに関する問題点 …… 315
3. 構造物に関する問題点 …… 334
4. そ　の　他 …… 352

Ⅰ．河　川　部　門

1　河　川　部　門

1. 河川・海岸等の計画に関する問題点 …… 3
1－1　砂防計画と河川調査の関連について …… 3
1－2　流量検討における計画降雨について …… 5
1－3　沖縄における流出特性と解析方法について …… 9
1－4　都市及び山地小流域における計画高水流量の決定について …… 11
1－5　遊水池の越流計算について …… 13
1－6　防災調節池を施工する場合の転流工対象流量の確率について …… 15
1－7　河川高水敷に植樹を行った場合の河川水理学的問題について …… 16
1－8　ドビュツソン式の適用限界について …… 18
1－9　海岸保全施設の計画波設定について …… 22

2. 河川・海岸等の調査に関する問題点 …… 24
2－1　急流河川及び感潮河川における流量観測について …… 24
2－2　精度のよい流量観測方法について …… 27
2－3　地すべり調査，堆砂量調査について …… 32
2－4　鶴見川の洪水時における流送土砂の測定方法について …… 33
2－5　伏流水調査方法について …… 38
2－6　現況の盛土堤防家屋等を考慮した氾濫追跡調査手法について …… 44
2－7　河口処理計画のための調査について …… 45

3. 河川・海岸等の設計施工に関する問題点 …… 54
3－1　可動堰下部工の設計について …… 54
3－2　水路トンネルの調査方法について …… 55
3－3　水路トンネルのライニング厚の決定について …… 60
3－4　流路工における底版コンクリート厚さの決定根拠について …… 62
3－5　浮遊土砂の処理について …… 63
3－6　堤防に作用する外力について …… 64
3－7　軟弱地盤における樋管の設計水平力について …… 67
3－8　護岸工法の基礎について …… 69

4. 河川・海岸等の管理その他に関する問題点 …… 73
4－1　休廃硫黄鉱山の河川汚染調査法について …… 73
4－2　洪水予報の手法について …… 75

4－3　洪水予警報と情報伝達システムについて …… 81
4－4　堤防調査における間接調査法の実用性について …… 88
4－5　堤防における堤防安全度の評価基準について …… 88
4－6　遠賀川河口堰の塩水浸入機構及び堰貯水池の塩分排除方法について …… 91
4－7　水産資源保護と河道計画との関係について …… 96

5.　ダムの計画調査に関する問題点 …… 100
5－1　利水計算における計画基準年の評価について …… 100
5－2　河川構造令における設計洪水流量の算定について …… 101
5－3　穴あきダムの設計堆砂量の取扱いについて …… 104
5－4　渇水評価手法について …… 105
5－5　FEMを用いたダム基礎の応力解析の条件について …… 110
5－6　減勢工の水理実験における結果の判定（流況と被害との対応関係)について… 113
5－7　漏水とダムの安全性について …… 115
5－8　ダム基礎附近の地質調査について …… 117
5－9　ダムサイトのボーリングにおけるルヂオンテストの施工指針（案）について …… 124

6.　ダムの設計施工に関する問題点 …… 128
6－1　岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について …… 128
6－2　はさみ層の透水処理について …… 129
6－3　ダム基礎の強風化部の処理例について …… 130
6－4　フィルダムの非常用洪水吐の形式選定及び設計上の留意点について …… 133
6－5　仮排水路トンネル内の漏水について …… 139
6－6　パイプクーリングの効果の判定方法について …… 140
6－7　ダム事故の実例について …… 141

7.　ダムの管理その他に関する問題点 …… 144
7－1　ダムの濁水長期化の調査について …… 144
7－2　汚濁水の処理について …… 148
7－3　環境アセスメントとダムへの適用事例について …… 158

1. 河川・海岸等の計画に関する問題点

1 — 1

砂防計画と河川調査の関連について	(54. 九州)

（質　問）

既設砂防ダムや既設発電ダムにおける砂利の堆積状況の観測により，土砂流出機構を把握するため調査を進めているが砂防ダム建設によって一番問題となる土砂扞止による河川への影響については明確になっていない。例えば被害額の減少，河川維持に必要な土砂量の減少等について，砂防事業が河川へ与える影響の度合いを明確化するために必要な基礎調査の手法あるいは事例がありましたら御指導ください。

（宮崎工事々務所）

（回　答）

河川で計画の基準となるのは流量あるいは水位であるが，砂防の場合は洪水時の流出土砂量(Q)と生産土砂量(A)を計画の基本量として考えている。ここでAの生産土砂量のうち，山腹斜面から表面侵食，斜面崩壊，地すべり等の原因で河道に供給されているものと，河道に堆積して移動するものがあるが，いづれもその生産に連続性がない。とくに斜面から河道に落ちるものにはその途中で斜面に貯留されるものもあって生産量にその地点の河道特性との関連がないのが特徴である。一方河道内の堆積土砂は流水の影響をうけて流下するものであるがQについては生産の不連続性，河道内貯留現象があるので堆積物の流出は一洪水期間で完結しないこと，流出形態が区域によって全く異ること，流れによる分級作用のため河床材料の組成が縦断的に変化すること等の理由で流砂量として連続的にあらわすことが難しい。そこで砂防計画では設定された複数の基準点のうち当該基準点より1個上流の基準点の流域から流下するQ_{n-1}と当該流域内の生産土砂A_n，生産抑制量B_n流出抑制量C_n，調節量D_nをとりあげ，当該計画基準点を通過する土砂量E_nを

$$E_n=(Q_{n-1}+A_n-B_n)(1-\alpha)-C_n-D_n$$

として許容流砂量と呼び河川計画と接合させるものとした。これらの要素のうち，Aについては従来から砂防調査としてその実態に関するデータを蓄積しており，山腹斜面の土砂生産に関するものはかなり解明されてきた。

しかし河道堆積物に関するデータは砂防ダムを含むダム堆砂に関するものを除くと皆無にひとしい現状である。しかしダム貯水池内の堆砂データとその上流の河床変動予測，山地河川の流れの抵抗則の検討が現在行われているし，天竜川水系で解析が試みられたことがある。また別の山地河川で土砂動態シミュレーターを開発中である。

さて河川を水と土砂の通路として河川地形学的に

(a)　30° 近い山地の急勾配渓流

(b)　30°～10°の山地の渓流

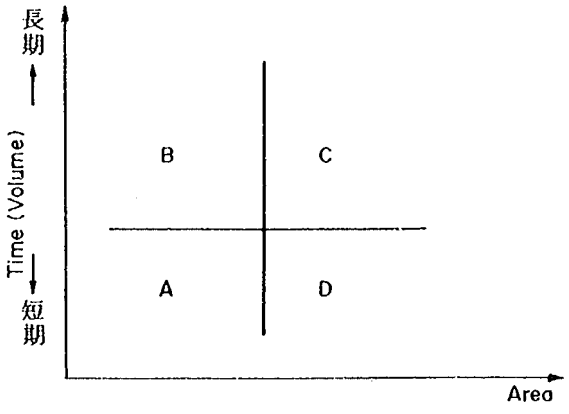
(c)　10°以下の扇状地内の渓流

(d)　（緩流）河川

に分けてみる。

まえに述べた許容流砂量が河川における計画量とすれば，a，b，cにおける砂移動の実態が解明されねばならないが，a，b，cでの土砂移動の実態とdでの許容流砂量との関係においては許容なる概念の規定が重要である。

いまここで場所に関するスケールを横軸に（単位はkmでよい），時間のスケールを縦軸に（時間，一洪水，基準点における流出土砂のボリュームで考えてもよい）とって相互の関連を考えると（図－1），流域面積が小さく対象にする時間も短かく従って流砂量も少い場合であるAの範囲では許容流砂量は地先の防災に主眼をおくことになり，水理量によらない土砂流出がもたらす地形変化もしくは基準点を中心とする河道の河床変動であらわすことができよう。Bの領域では砂防工事の進捗により河床低下の傾向がでてくる。扇状地の流路工区間がこれに該当する。Cでは河床低下の方向をたどるはずであり，許容量という概念はむしろ必要流砂量という概念になるかもしれない。Dの領域における流砂の問題は未解明であり定量的な説明が求められるところである。河川と砂防の両者が水系を一貫して土砂の流れの問題にとり組んでいく必要がある所以である。そのような調査例として天竜川土砂動態調査が行われたほか，砂防でも目下山地河川の河床変動シミュレーションモデルを開発中である。また今年から技術研究会で「山地河川の土砂移動の実態に関する研究」をテーマとして全国一せいに山地流域にモデルを設定して観測を始めている。



図－1

洪水時の浮流砂量，掃流砂量，洪水前後の河床変動と土砂収支のデータを得ようとしている。河川のダム堆砂，流砂が本川，支川の河道特生に与える影響，流砂の多い支川が本流に合流する際の影響等のデータと関連づけられる必要がある。なお参考までに今後の調査項目をのべる。

(1)　河床変動測量による土砂収支と流出土砂量の算出 ― 変動測量は出水毎に行う。

(2)　流出土砂量と流量との相関

　　求められた相関を流砂量式で説明することを試みる。

(3)　流量観測時の浮遊土砂量観測（土砂濃度と粒度分布）比較のため河床および山腹斜面の土砂の粒度分布。

(4)　既往崩壊調査資料の見直し

降雨量と崩壊土砂量ならびに崩壊と土石流の発生頻度を調査する。

(5) 雨量観測

（砂防研究室）

1－2

流量検討における計画降雨について （54. 九州）

（質　問）

流量検討において計画降雨の決定において，確率処理する，日雨量２日雨量資料の期間を長く取るほどよいが，期間を長くすると逆に観測所数が減少してくる。この為観測所の整備された最近のデータだけを使う短期間の確率と長期間の確率では値がかなり変化するのでどのように計画論と結びつけるべきか，又観測所の補間をするとしても，１０ケ年のデータによる相関式で３０年間の補間をすることは問題があると思われるので計画降雨の検討方向について御指導下さい。

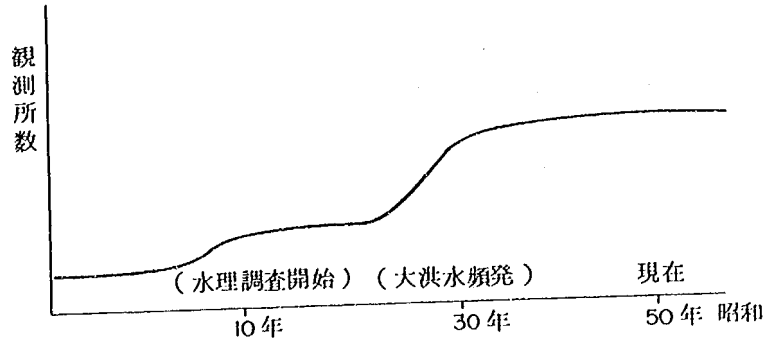
（宮崎工事々務所）

（回　答）

1. 観測所数と資料年数

観測所の数は我国の場合図－１のように昭和３０年頃からかなり多くなっている。それ以前は観測所の数が少なく，かつ平地に偏っていることが多い。

洪水の入力として必要な面積雨量（流域平均雨量）を精度よく推定するためには，一定の観測所数が必要である。一方200年確率値の如く生起頻度の小さい極値を精度よく推定するためには一定の資料年数が必要である。



図－１

観測所数の増加が図－１のような状況にあるときは利用する観測所数と使用できる資料年数との間はトレードオフの関係にあることになり質問者が提起した問題が生じる。

2. 面積雨量の推定誤差

面積雨量の推定において，利用できる観測所数と推定誤差との間には次のような関係のあることが判明している。[1)]

$$\varepsilon_s = \frac{C_v}{\sqrt{N}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

ここに ε_s は面積雨量の標準誤差，C_v は面積的な降雨の変動係数（面積変動係数），N は地上雨量計の台数である。土木研究所では一雨（既ね日ないし2日雨量）について，本邦の諸河川の資料を整理し，流域面積 A（km^2）と C_v の間について経験式

$$C_v = 0.075A^{0.25} \quad （一雨雨量）\cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

を求めた。

次に時間雨量については我国では資料の集積が少ないが，外国での成果を参考にして中川流域の調査結果を外挿すると次のように表わせそうである。[2)]

$$C_v = 0.24A^{0.22} \quad （時間雨量）\cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

②，③の関係式を①に代入することによって面積雨量の推定誤差は次のように表わされることになる。

$$\varepsilon_s = \frac{0.075A^{0.25}}{\sqrt{N}} \quad （一雨雨量）\cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.24A^{0.22}}{\sqrt{N}} \quad （時間雨量）\cdots\cdots\cdots\cdots ⑤$$

但し⑤式の関係は25 km^2の平地流域での観測結果に基くものであって，一般性があるかどうかは今後の検討が必要である。

いま，仮に流域面積 $A = 1{,}000 km^2$の河川について上記の関係から面積雨量の推定誤差と雨量計数との関係を図示すると図－2のようになる。

これを見ると一雨雨量については流域内に観測所が２以上あれば誤差は３０％以下に，観測所数が４以上であれば誤差は２０％以下になることがわかる。

3. 確率値の推計誤差

我々が流量計画の策定作業でよく行う，数十年の資料から１００年ないし２００年確率値を推定する作業は，統計的には標本から母集団の特性値を推定することにあたる。

このような推計にあたって，資料年数（サンプルサイズ）と統計量の分布特性に応じた推計誤差が生じることは当然であって，誤差推定の方法も提案されている。[3)]

ここでは，資料年数によって確率値推定の誤差がどの程度になるか試算してみよう。

統計量としては流量をとり我国の比較的観測年数の長い２河川の場合について，得られるサンプルサイズが限定された場合についての推計誤差を計算してみる。

図－３ａ，３ｂは，信頼度９５％の場合の信頼限界値と点推定値を比較したものであって，標準誤差が信頼度６７％の信頼限界値に対応するのにくらべて値はやや大きくなるが標準誤差と同様の概念に属するものと考えてよいであろう。

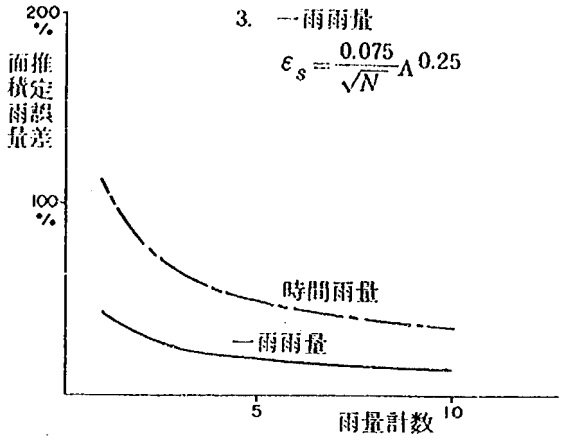
図をみると資料年数が30年より小さくなると信頼限界値が点推定値にくらべて急に大きくなることがわかる。この傾向から見ると資

1. 流域面積１０００km^2の場合
2. 時間雨量

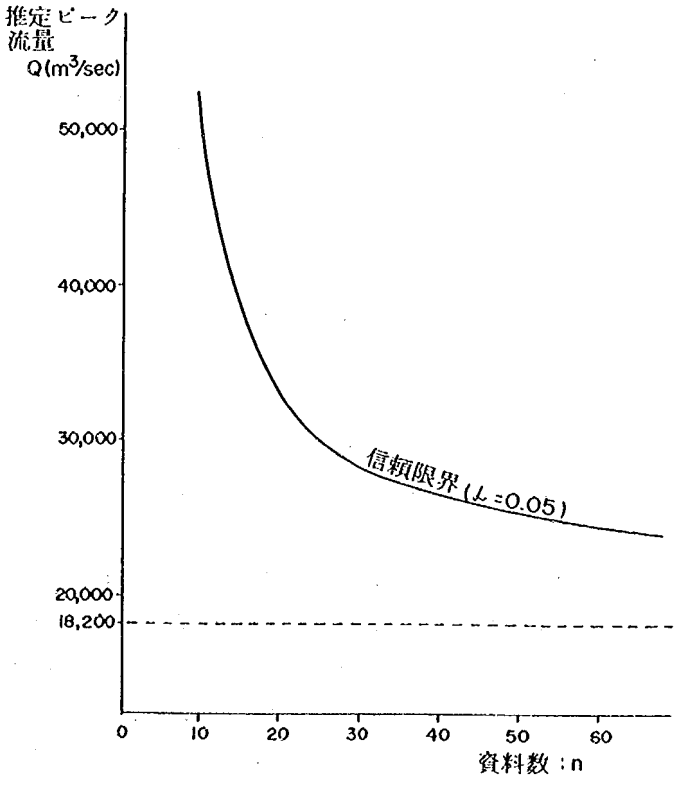
$$\varepsilon_s = \frac{0.24}{\sqrt{N}} A\,0.22$$

3. 一雨雨量

$$\varepsilon_s = \frac{0.075}{\sqrt{N}} A\,0.25$$

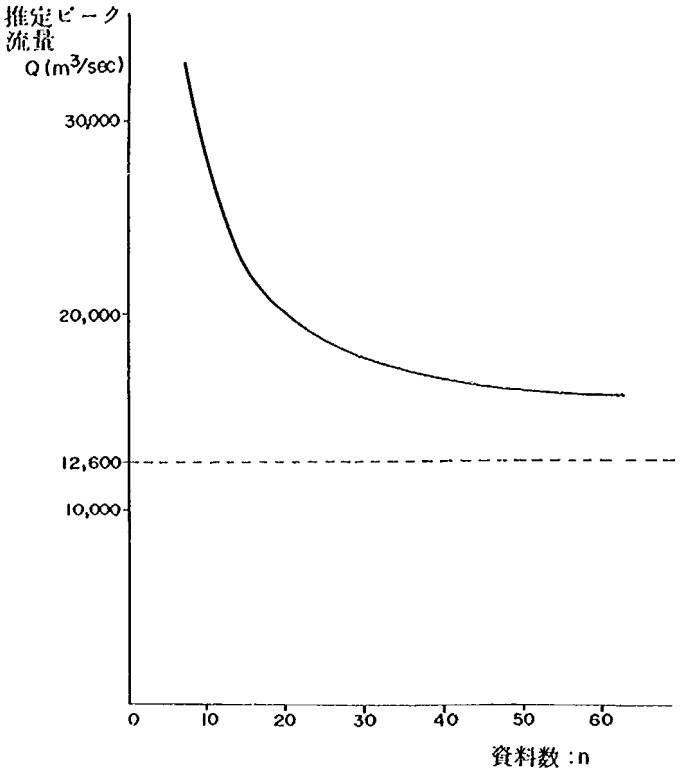


図－２



図－３ａ　流量の点推定値と信頼限界値（Ａ川の場合）

料年数はなるべく大きくとりたいという気持にかられる。



図－３ｂ　流量の点推定値と信頼限界値（Ｂ川の場合）

4. 結　論

本論にもどって計画降雨の決定にあたっての原則について考えてみよう。

上記の検討で明らかなように本来，面積雨量の推定，確率値の推定にはいずれもかなりの誤差が含まれることは止むを得ないことである。例えば推定の誤差を数％にとどめたいというような希望は到底満たすことの出来ない性質のものであって，解析の精度を上げることを目標にするよりも計画を上まわる洪水が存在することを前提とした柔軟な計画を考えることの方が現実的と思われる。このことについては別に説明したことがあるのでこれ以上の説明を省略する。[4)]

さて計画値にかなりの誤差が含まれることを止むを得ないものと考えると，流域平均降雨量の推定は観測所数が少なくてもそれほど極端な誤差の生じないことがわかる。この意味で観測所数が少なくてもなるべく資料年数を多くとることが得策と思われる。少なくとも資料年数が３０をこえることを目標としたい。ただこの場合に観測所数の減少が面積雨量推定において質的な変化をもたらすことのないように考慮する必要がある。即ち古い年代の観測所は平地に偏していることが多いため，山地を含め流域全体の代表値としてみるとやや少な目の値を与えるおそれがある。従って，例えばダブルマスカーブ法を使用して資料の均質性のCheck 又は修正を行うことが必要であろう。[5)]

次に欠測値の補間について考えてみよう。２節で述べたようにある観測所の観測値は標本の一つと考えるべきであって，隣合う観測所同志の観測値の関係は長い期間で見れば一定の関係式で結びつけられるかも知れないが，個々の時間雨量について相関式を固定的に求めることはあまり意味がない。欠測値の補間ももっと単純に，近傍地点の観測値をそのまま用いる等の方法でも最終的な面積雨量の推定にはあまり差がないのではないかと考えられる。アメリカ NOAA では近隣各観測所の値に距離の２乗の重みをつけて時刻毎に補間をしているようである。[6)]

〔参考文献〕
1) 橋本「標本計画法による面積雨量の精度および信頼度の評価に関する研究」土木研究所報告 No.149 (1977)
2) 橋本「面積雨量推定におけるレーダ雨量観測システムの効用の評価」土木技術資料 21-6 (1979)
3) 中村廣一「危険度の評価」土木技術資料 4-9 (1962)
4) 石崎「超過外力と河川計画」土木技術資料 17-4 (1975)
5) 建設省河川砂防技術基準，調査編第4章
6) 合衆国気象庁における河川予報システム，土木研究所資料第1164号昭和51年8月

(水文研究室)

1-3

沖縄における流出特性と解析方法について (52. 沖縄)

(質 問)

流出に与える影響因子としては，降雨形態，特性土質，地上植性，地形因子等があるといわれているが，他県に比べ著しく環境を異にする沖縄において他県で実施されている方法をそのまま踏襲し算定している様な方法があれば御教示ねがいたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

流出解析は通常低水流量用と洪水用の2つに分けられる。前者は通常時間単位は1日をとり1年を通じてのモデルが作成される。後者は時間単位として1時間～数時間をとり，一洪水を対象として解析される。両者は取扱いが異なるので別々に述べることにする。

「低水流量解析」

低水流量解析において，流出解析方法の選択に大きな影響を与えるものは，蒸発及土壌浸透の取扱いである。周知のように蒸発量を支配する要素は主として蒸発すべき土壌水分の存在と蒸発気化熱を供給する顕熱の存在である(我国のような)湿潤地帯では1年を通じて蒸発すべき土壌水分が充分にあると考えられ，土壌水分は蒸発量を決定する要素としては入ってこない。しかし半乾燥地帯及乾燥地帯では，蒸発量を決定する要素として土壌水分が重要であり，土壌水分量が蒸発・浸透・直接流出を定める要素となる。この点が明確なのがアメリカの諸モデル(SSARR, NWSH, SRFCH)及スエーデンのモデル(SMHI)，ソ連のモデル(HMC)である。

日本のタンクモデルは土壌水分という表現はないが，第1，第2タンクの貯水量に応じて，浸透，直接流出が定められる仕組みになっており，土壌水分の大きさがある程度まで考慮されるようになっている。

先に世界気象機構が主催した「流出モデルの国際比較」においては，日本からタンクモデルが参加したが，乾燥地帯を含め世界各地に対しても充分適用の可能性のあることが確かめられている。

なお同じモデルが条件の異なるいろいろな地域に適用可能であるということは流出モデルの基本的性格と関連がある。すなわち流出モデルがしばしば「概念モデル」と呼ばれることからも想像されるように，流出モデルは流出の機構を記述した，というよりは流出現象を模擬したと考える方が現実に近い。流出モデルは必ず数個のパラメータを有しており，これらは流域毎に観測された降雨一流出関係を満足するように定められるのである。（同定又は調整という）。

逆に言えば，流出解析を行って流量をうまく表わせるようになったからと言って，予測の信頼性という面からは必ずしも安心できないという事を意味するのである。同定したパラメータを使用して，同定に使用した以外の洪水について流量をよく表わせたとすれば，安心できるだろう。（検証）。

「洪水流量解析」

外国の流量解析では低水と洪水をとくに区別せず，同一モデルで両者を同時に取扱っている例が多いようである。

しかし我国では低水と洪水を別々に取扱っている。

その理由を考えてみると我国では洪水流出において，非線型的性質が強いということが挙げられる。非線型的性質とは，降雨が2倍になったとき流量は2倍ではなくそれ以上になるような性質を言う。

我国において当初は単位図法が導入されたが，その後貯留関数法にとって代わられた理由は，結局線型である単位図法が我国の流出の非線型性をよく表現しえなかったという事にあるのではなかろうか。

貯留関数法は非線型モデルであるが，もちろん線型モデルにもなり得るからより一般性の高いモデルということが出来る。

次に損失の扱いである（洪水流出では浸透のことを損失と呼ぶ）。我国では降雨のうち損失となる割合がそれほど大きくないので損失についてはごく単純なモデルをあてはめることが多い。例えば一定流出率モデル，一次流出率一飽和雨量モデル等。そして流量解析作業の大部分は直接流出分の時間配分に集中される。

しかし降雨のうち損失の割合が大きくなってくると，損失を適切に定めることが流量解析の精度向上のために重要になる。この点についてはこれまで先行降雨等の概念もあるが，それよりも先に低水流量解析の項で紹介した土壌水分の概念を適用する事が得策と思われる。

以上は特に沖縄の流出特性の知識がないままにごく概念的に流出特性と解析方法の関係について解説して見たものである。詳細は1），2）の文献を参照されたい。

（参考文献）

1）世界気象機構　「流出モデルの国際比較」　1976（英文）

2）石崎，橋本　「各国の水文概念モデルとその特徴」　土木技術資料18−11（1976）

（水文研究室）

1－4

都市及び山地小流域における計画高水流量の決定について

（53. 関東）

（質　問）

1）当事務所の砂防工事は，渓流工事が主体であり，ダム工事が大半を占めている。流域規模も20 ㎢以下のところがほとんどであり，計画高水流量決定に際しては，合理式を使用している。このような小流域での高水流量決定について，土研における最近の成果及び動向等をご教示願いたい。

（富士川砂防工事々務所）

2）また，降雨資料の地域的分布についての理論的考え方についてご教示願いたい。

（荒川上流工事々務所）

（回　答）

1）小流域における洪水流量算定法の内，合理式を使う場合について最近の調査成果も取り入れて説明する。

合理式は，周知のように

$$Qp = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \quad \text{——(1)}$$

（Qp：ピーク流量（m^3／sec）
f　：流出係数
r　：洪水到達時間内平均降雨強度
A　：流域面積（㎢））

と表され，ニューヨークの下水道の設計に用いられたのが始まりとされている。[1)]

(1)式を使う場合，流出係数(f)と洪水到達時間内平均降雨強度(r)が，同時間に求められなければならず，後者を求めるには，洪水到達時間が決定されねばならない。

まず，流出係数は，流域の土地利用，勾配，降雨強度によって変わるとされているが，これまでは物部長穂[2)]がわが国の内地河川の内，主として大河川の洪水資料を整理して得た値が，使われてきた。しかし，昭和４４年からＩＨＤ（国際水文１０年計画）の一環として建設省等は，全国流出試験地調査を開始した。自然流域から都市流域まで，流出係数について調査されている。[3)]自然流域の内で浸透性流域（風化花崗や第四紀火山岩で覆われている流域）では，非浸透性流域に比べ，0.5 程度小さい値を取るようである。これらの試験地の流域面積は，0.2～５０㎢の範囲にある。

これらの資料については現在とりまとめ中である。

次に洪水到達時間については従来ドイツのバイエルン地方で使われた，いわゆる Rziha の公式が適用されてきたが過小に出てくるようで，計画では安全側になることが多いようである。最近では前述した流出試験地の洪水資料から

$$Tc = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{——(2)}$$

（Tc：洪水到達時間（hr）
L：当該地点から流域最奥点までの流路長（m）
S：当該地点から流域最奥点までの流路に沿った平均勾配）

が，提案されている。[4](2)式は，雨水流の水深を一定と仮定し，マニング型の運動式に従うものとし，洪水到達時間は遅れ時間の２倍として求められた式である。もう一つの洪水到達時間の推定法は，角屋睦等が雨水流を水理学的に解析して導いた式で，[5]次式で表される。

$$tp = C \cdot A^{0.22} \cdot re^{-0.35} \quad \text{——(3)}$$

（tp：洪水到達時間（m；n）
C：流域の土地利用等で決まる係数
A：流域面積（km^2）
re：有効降雨強度（mm／hr）

(3)式には，流域スケール(A)はもちろんのこと，有効降雨強度のパラメータが含まれており，降雨強度の増大とともに，洪水到達時間が小さくなるという実際の傾向もよく表現している。(3)式と計画に用いる有効確率降雨強度曲線（確率降雨強度曲線に流出係数を乗じたもの）の交点を求めれば，(1)式を用いるべき有効降雨強度（＝f・r）が決定できる。

(3)式を用いるには，当然，係数(C)の値が必要となってくるが，全国流出試験地の洪水資料を整理した結果は，表－１の通りで，その値は９０～１７０の範囲となっている。Cは，小さい値を採用する程，[6]洪水到達時間は小さくなり，洪水到達時間内平均降雨強度は大きくなるので，計画上はより安全側の方へ向かうといえる。

表－１　各流出試験地のＣ値一覧

開発状況	流出試験地（河川名）		Cの値
自然流域	鹿曲川		１７０
	小松川	（No.１）	１７０
	渋谷川	（No.３）	１６０
	一の瀬川	（No.２）	１４０
	奥野井谷川		１３０
	黒部川		１１０
	大栗川右支川	（南大沢）	１１０
	諸木川		１００
	一の瀬川	（No.３）	９０

（参考文献）

1) VEN TE Chōw：HAND bōōk of Applied Hydrology，14－6，Mc Graw－Hill，１９６４。

2) 本間　仁・安芸皎一編：物部水理学，岩波書店，pp.５８５。

3) 日本河川協会：第２回防災調整（調節）池技術基準－運用指針の策定に関する委員会資料－，pp.６～２２，昭和５３年７月１４日。

4) 建設省河川局・土木研究所：流出試験地調査成果報告書，pp.１１４～１１９，昭和５０年１月

5) 角屋　睦・福島　晟：中小河川の洪水到達時間，京大防災研究所年報，第１９号Ｂ，pp.１４３～１５２，昭和５１年４月。

6）建設省河川局・土木研究所：流出試験地調査成果報告書（その３），pp.１～３０，昭和52年５月。

（水文研究室）

2）これまでの降雨観測は，雨量計設置密度が粗いため，雨量の地域分布を把握するに十分とは言いがたい。ところが，最近，レーダ雨量計によって，雨量の空間分布の測定可能性が高まってきており，雨量の地域分布について議論しうる土台が，形成されてきている。

（水資源開発研究室）

1－5

遊水池の越流計算について　（53. 関東）

（質　問）

鶴見川工事実施基本計画における遊水池の調節計算では，貯留関数と本間公式を組み合わせて計算している。

① 本間公式は縦方向の越流に使用されるが，遊水池のような横越に使用したときどの程度支障があるか。

② 遊水池越流部の河道を考えると，S-Q curveの決定が困難と考えられるが，決定する方策があるのか。

③ 不定流計算と遊水池の越流計算を組み合わせた実例はあるか。

（京浜工事々務所）

（回　答）

遊水池の貯留効果を検討するにあたり，水理計算または水理模型実験が行われる。越流堤としては，固定越流堤，可動越流堤および全面越水堤がある。そして，通常越流堤の位置，長さおよび高さなどが問題となる。

ここでは，質問内容に限定し計算法のみについて検討する。この場合に問題となる事項は次のようである。

a　本川下流部における水位流量曲線

b　本川下流部の河床変動，上流部のみお筋変化，および堤流堤前面の局所洗掘

c　越流公式とその適用方法

d　ピャー等構造物の影響

この他，上流端における流量ハイドログラフ，越流堤下流の減殺方法，遊水池内の流況，および排水方法等については対象外としておく。以下これらの事項について順に説明する。

まず，下流端における水位流量曲線は将来に亘って不変なものであることが望ましい。そのためには過去の河床変動資料，平均低水位の経年変化資料等を調査することはもとより，将来の河床変

動予測，計画流量の増大が予想される場合にはその対処方法，および砂利採取規制などを確認しておくことが必要である。また，もし水位流量曲線が変化をきたすおそれのある場合には堰あるいは床固等の構造物を考慮する必要がある。また，さらには水位流量曲線の定め方とその精度についても，越流流量の精度との関連において見なおしすることが望まれる。このことは，一般に粗度係数の変化に基づく場合が多い。通常，粗度係数は洪水記録から逆算で求められる場合が多く，かなりバラックのが常である。その中には単純誤差も含まれるが，実際に粗度係数が一定でないことに原因する場合もある。たとえば，小さい流量のときに河床波がduneであったものが，大きい流量となってTransitionやantiduneあるいはflatbedに変わることは珍しくない。そして，duneからflatbedに変るとすると，粗度係数が5割以上小さくなることすらある。このことは，エネルギー勾配が変らないとすると流量が5割以上増大しても水位が変らないということである。遊水池計画では特に水位が重視されるので，このことには十分留意する必要がある。

つぎに，河床変動の問題がある。上流から輸送される流砂量は，越流現象に伴い水理量が急変するので，局部的に洗掘の現象をひき起す。一般にウオッシ・ロードを含む浮遊砂はほぼ流量配分されるとみなしてよく，この付近の局部的な河床変動との関連は小さいが，掃流砂は越流堤を越えて遊水池の中へ多くは流入しない。したがって，流量の急減する本川下流部において堆積することとなり，水位流量曲線に変化をもたらす原因となりかねない。また，本川の蛇行に基づく主流部の変化は，越流堤付近の水面形を複雑にするので，過去の蛇行特性の変化には十分留意しなければならない。また，越流堤前面において流れが吸い寄せられ，前面の局所洗掘があって越流条件に変化をきたすことがあるので，このよう条件を考慮のうえ計算を行うことが肝要である。

さて，越流堤による越流計算は，流れの現象が横越流であって，水深が小さいほど水面が三次元的となり大変複雑な様相を呈し，理論的に表現することが困難であるから，むずかしい問題である。実験によらない場合には，通常$\triangle x$をできるだけ小さくとり，その中点に相当する計算水位に基づいて越流量を算出しているようである。水深が大きく，かつ越流水深が小さいときには，流線はほぼ直角であって，かつエネルギー水位との差はわずかであるから，このような計算方法にも妥当性がみられる。しかし，この条件から離れるにしたがい，流線は斜めとなり流速水頭も大きくなるので計算結果とのずれが大きくなる。このような場合には，越流公式とは完全越流やもぐり越流等の越流条件の問題ではなく，もはやこのような単純計算では不可能なのである。このような条件のもとで行った計算値は，実際の越流量より過大に見積った近似値であるとの認識のもとに，概略設計に用い，最終的には水理実験によって精度を高めておく必要があろう。もっとも，水理実験といえども越流堤上の越流水深は小さいから縮尺をあまり小さくすることはできないので何んらかの工夫が必要である。

越流堤上にピャー等があって，流れが斜めにあたる場合にはその影響が大きく出るので，実験などにより検討することが望まれる。

以上，基本的事項のみについて述べたが，具体的内容は多岐に亘るので省略することとする。実際に鶴見川の遊水池の水理計算の実施にあたっては，これまでに検討の行われた渡良瀬遊水池，北上川一ノ関遊水池，最上川大久保遊水池，木津川上野遊水池，および荒川調節池等の例などが参考になると思われる。なお，一ノ関遊水池では全面越流の場合であるが，不定流計算と遊水池の越流

計算とを組み合わせた計算が実施され，模型実験結果と比較して良い結果が得られている。最後に，河道貯流量と流量との関係を求める方法に関する質問があるが，これは通常の不安流計算に越流量を組み込んだ計算（たとえば一ノ関遊水池の計算例）のなかに含まれると思われる。時間的には段階的に基本的には不等流計算で求める場合には，繰返し計算または計算図表を作成しておけばよいし，不定流計算で行う場合には発散に留意して，その対策を講じておけば非常に困難な計算というほどにはならないと思われる。

（河川研究室）

1 -- 6

防災調節池を施工する場合の転流工対象流量の確率について

（53. 関東）

（質　問）

非洪水期の施工がはとんど期待できない地域における防災調節池（流域面積0.2～2.0 ㎢程度）を2～3年の工期で施工しようとする場合の転流工については，どのような配慮が必要でしょうか。とくに転流工の規模（対象流量の確率年と余裕の考え方）をどのように定めるべきか御教示願いたい。

ただし，防災調節池は一般に堤高15 m以下の均一型アースダムを採用しており，直下流に人家，田畑，道路等があり，下流河道は併行して改修するものの，流過能力はきわめて低い場合（比流量3～5 m^3／s／㎢程度）が多い。

（地域振興整備公団）

（回　答）

現在防災調節池の河流処理工の計画対象流量規模に対する基準はない。同よう建設省所管のフィルダムに対するそれについても，はっきり明記したものはないようであるが，河川局監修による「多目的ダムの建設」（第4巻，S52）には，15～20年（確率年）としてあり，実際にも20年ということで指導が行われている。

したがって防災調節池の河流処理工についても，これに準ずることになるが，何年にとるかは，むずかしい問題であろう。実施例では，1例10年というものがあったが，やはりその防災調節池の高さ，下流土地利用，下流疎通能力等おかれている条件に応じて決定すべきであろう。

余裕についても，防災調節池技術基準（49年）に準じて，開水路流すなわち75％断面積の確保が望ましいが，ダム高に応じていくぶんの緩和は許されるのではないだろうか。ただしその際には十分な検討が望まれる。

補足して工法についても触れておこう。

ダムの転流工には，トンネル，半川締切および仮排水開渠があるが，質問で御指摘のような均一型アースダムの場合には，水平層状盛立が原則であるので，半川締切および仮排水開渠の両者は，相当の配慮のもとで行わない限り好ましくない。といってこのような小規模な防災調節池では，ト

ンネルというのもよくよくの場合以外はないと考えられる。

そこで実例について調べてみたところ，放流管をもってこれにあてているところが見受けられた。防災調節池技術基準にもあるように，放流管は開水路流を原則とするために，相対的に大口径のパイプを地山内に埋設し，上流端で流入をしぼる構造になっているところから，施工期間中は，放流管のみで対応するという方法である。

ただしこの場合，前述の１０年７５％有効断面積をとるとなると条件のような許容放流量では，相当な断面積（あるいは数本，あとで埋め殺し）になる。おかれている条件を十分考慮して，検討しなければなるまい。

（都市河川研究室）

1 — 7

河川高水敷に植樹を行った場合の河川水理学的問題について

（53. 関東）

（質　問）

都市河川における河川の高水敷は都市空間として重大な役割を果している。とくに公園としてまた運動場としてその利用度は高い現在の高水敷は，流水の防げになるようなものでないのが実状である。しかし当事務所が行なった高水敷利用者を対象にしたアンケート調査によれば，トイレ，水飲物，緑陰の要求が非常に高いものがある。

下記項目についてご教示願いたい。

1. 灌木程度の植樹を行った場合，河川水理学上支障があるか。
2. 植樹をするとすれば，高水敷のどのような位置がよいか。（水衝部・水うら等）

（京浜工事々務所）

（回　答）

河川の高水敷はもともと築堤により河道内に組み入れられた堤内地の一部であり，通常は水が乗らない部分である。洪水時には高水敷上に冠水して流れるが，高水敷上の流速は一般に低水路より遅く，浮流砂等が堆積する傾向があり，河道としては高水敷は固定床として設計されるものである。ところが近年は意図的に高水敷を造成して，河道空間の利用を計ることが行われており，本来の自然発生的な高水敷とは異った問題を生じてきている。その一例として扇状地河川のような急流の河道にも高水敷を造成し，堤防の根の洗掘を防止すると共に河道維持を容易ならしめようとする例もみられる。このような河道では河床変動も激しく，高水敷の維持にも困難を生ずることも稀ではない。ところで先述したように，高水敷は本来固定床として設計されるものであり，河道内の洪水流量の低水路と高水敷への配分が重要な問題となる。この配分を決めるには高水敷及び低水路の粗度が問題とされるため，高水敷面の状態が重要な要因となる。質問にあるように，灌木程度の植樹を行なった場合，その密生の仕方にもよるが，緑陰用ということであれば１００m^2に１本程度のものと考えて，河川水理学上，粗度を増加させる要因にならないものとしてよい。

一方，河道内の洪水流の流れ方も近年の洪水航測の成果によれば，必ずしも低水路に最大流速が現われるものばかりとはいえず，河道法線形と低水路法線形の相対的な配置関係が重要であると指摘されており，植樹の位置としては当然，水衝部はさけ，水裏になるところに配置すべきことは言うまでもない。高水敷上の灌木程度の植樹の問題は，河川水理学上の問題というよりもむしろ，河川管理上の問題というべきであって，流木になるようなことが考えられるとすれば避けるべきであろう。流木になるという条件は高水敷上の流速および高水敷の洗掘（固定床として設計してあっても立木による局所洗掘が考えられる）があるかどうか，により異なり，河道調査の結果による浮流砂の堆積区域を植樹の位置の選定に応用すれば，流木になるおそれは少ないと考えられる。なお植樹の樹種により根の張り方が少ないものもあるので，そのような樹種では，アンカーをとる，等の流木防止対策が必要となろう。

以上は，高水敷植樹に関する基本的事項について考察したものである。ただし，法律に関する事項を除いている。ここで検討方法についてまとめると次のようであろう。水理上の問題点としては

a　洪水疎通断面の阻害度（ゴミの付着なども考慮する）

b　粗度係数の増大

c　樹木周辺の局所洗堀，あるいは枯れ木の根などによる他の部分への洗掘の誘発

d　倒木による流木となる可能性

などであるが，通常 a および b ははとんど問題とはならない場合が多い。樹木としては，これまで低いもののみが認められているようであるが，流木となる可能性がない場合であれば大木でもよいこととなる。樹種としては，寿命の長いもの，根の深くよく張るもの，病虫害に対し強いもの，および管理のしやすいものなどということになるであろう。

つぎに，条件としては

a　長期の河道計画が確立して，安定河道であること

b　広い高水敷であること

c　高水敷上の最高流速が許容流速以下であること

d　低水路に護岸などがあり，安定していること

e　流線方向に並べるなど，流水に対して最小限の阻害度とすること

f　場合によっては樹木周辺に護床工を設けること

g　管理体制を明確にしておくこと

などある。また，現在でも自然林や水防林が高水敷上に有在する河川は少くないが，そのような場合の悪例などについて十分な事例調査を行うなど，実際の実施については十分な討議が必要と思われる。

（河川研究室）

1 ― 8

ドビュッソン式の適用限界について　（54. 九州）

（質　問）

ピアーによる堰上げには，ドビュッソンの式が常用されているが，本式の適用・限界についてお聞きしたい。尚，橋梁のピアーと堰上にあるピアーに同一に適用できるものか。

（八代工事々務所）

（回　答）

橋脚による堰上げに関する研究は，古くから多数の人達により行われてきており，その主なものだけでも表－1に示すとおりである。質問に答える前に，これらの概要について，土屋・浦の報文[1]を参照し，D'Aubuisson 式と他の式を比較し，適用範囲を明らかにする。

橋脚が流れから受ける主な抗力[2]は，形状抗力と造波抗力である。形状抗力は水の粘性に起因し，

1）土屋昭彦・浦勝　橋脚のせき上げについて　土木技術資料8－2
2）　〃　　〃　橋脚の抗力係数について　土木研究所報告131号　（昭和42年4月）

表－1　せき上げ計算式比較表

発表者名	計算式	備考
D′ Aubuisson	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{1}{K_D^2} \left\{ \left(\frac{B}{W}\right)^2 - 1 \right\}$	
Eytelweine	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ \left(\frac{B}{KD \cdot W}\right)^2 - \left(\frac{h_3}{h_3 + \Delta h}\right)^2 \right\}$	D′ Aubuisson の修正式
Debauve	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ \left(\frac{h_1 \cdot B}{K_D \cdot h_3 \cdot W}\right)^2 - \left(\frac{h_1}{h_3 + \Delta h}\right)^2 \right\}$	Eytelweine の修正式
Weisbach	$Q = K_W \cdot W \cdot \sqrt{2g} \left(\frac{2}{3} \Delta h^{3/2} + h_3 \Delta h^{1/2} \right)$	
Rühlman	$Q = K_{R_1} \cdot W \cdot h_3 \cdot \sqrt{2g} \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{2}{3} K_{R_2} \cdot W \cdot \sqrt{2g} \left\{ \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right\}$	Weisbach の修正式
Merriman	$Q = K_W \cdot \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} B \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{2/3} + W \cdot h_2 \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{1/2} \right\}$	Weisbach の修正式
Nagler	$\Delta h = \frac{1}{2g} \left\{ \frac{Q}{K_N \cdot W \left(h_3 - \theta \frac{V_3^2}{2g} \right)} \right\}^2 - \beta \frac{V^2}{2g}$	$\theta = 0.3$，β：α によって定まる定数
Rehbock	$\Delta h = \left\{ K_{Re} - \alpha (K_{Re} - 1) \right\} \cdot (0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \alpha (1 + 2\omega) \frac{V_3^2}{2g}$	K_{Re}：橋脚の形状により定まる定数
土屋　浦	$\frac{\Delta h}{h} = C_D \frac{D}{2B} \cdot F_r^2$	

後流領域内に発生する渦によるものである。後流領域は橋脚両側面からはく離した流線とその間の流れが正常に復する範囲をさし，フルード数（Fr）のほかレイノルズ（Re）数の影響もある。造波抗力は橋脚が水面に波をつくるために生ずる抵抗である。土木研究所で行った実験結果から，抗力には次のような特性があることが確認されている。①橋脚の抗力はRe数及びフルード（Fr）数，橋脚巾と水深の比（ho/D）及び橋脚配置間隔ならびに橋脚端部形状に支配される。②ho/Dが大きくなると造波抗力は小さくなり，水深が小さくなると造波抗力の占める割合が大きくなる。③全抗力の大きさはFr数が小さい場合はRe数に支配され，Fr数が0.6以上になれば増加する。その場

Δh ：せき上げ量

h ：水路の水深
V ：水路の流速
B ：水路の幅
} サフィックス 1, 2, 3 はそれぞれ橋脚の上流・橋脚間・橋脚下流における値を表わす。

Q ：水路の流量

ι ：橋脚の幅

$W = B - \Sigma\iota$ ：橋脚間の純幅

$\alpha = \Sigma\iota / B$ ：橋脚による断面の縮小率

$Fr = V/\sqrt{gh}$

$\omega = V^2/2g \cdot h = Fr^2/2$

K_D ：D′ Aubuisson 公式の係数

K_W ：Weisbach 〃

μ ：Rühlman 〃

K_N ：Nagler 〃

δ_0 ：Rehbock 〃

ρ ：水の密度

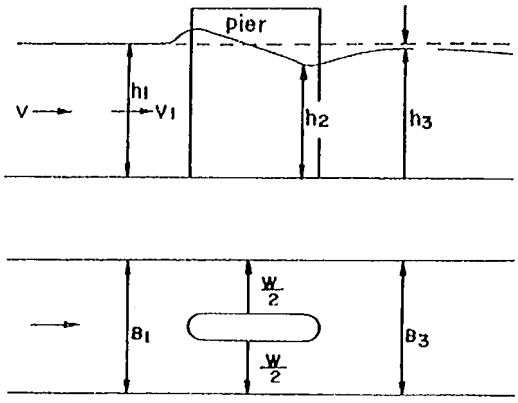
A ：基準断面積

C_D ：抗力係数

F ：抗力

Δx ：移動距離

ΔE ：エネルギー変化



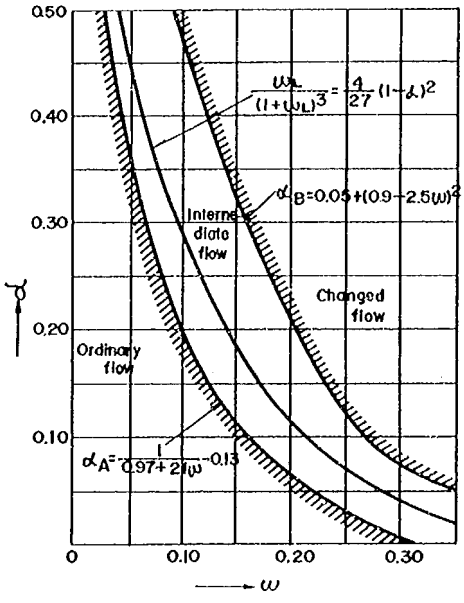
図－1　定　義　図

合，h_0/D が大きいと抗力の変化は小さく，水深が小さいと抗力の変化は大きくなる。④橋脚間隔がせまくなると当然のことながら，全抗力は増加する。

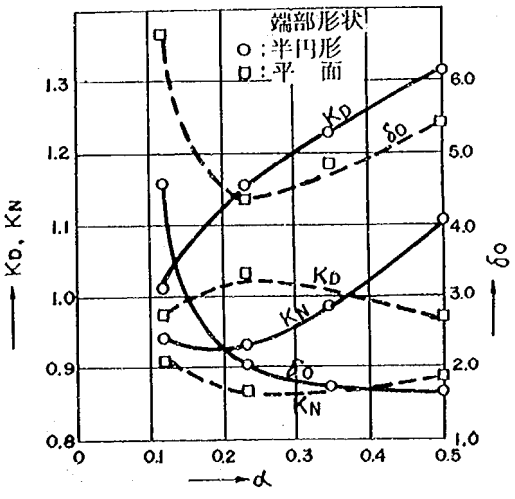
D′ Aubuisson は「せき上げ高は流れが縮少断面に入るときの流速の変化にもとづくものである。すなわち，橋脚間と上流断面における流速水頭の差である。」と主張している。D′ Aubuisson 式は他の計算式に比べて大きなせき上げ量を示す傾向にある。この原因として，「橋脚の上下流端の水位差により係数K_Dを定めたためによる。」ものと物部及び Nagler 等は指摘している。Eytelweine は収縮係数K_Dは収縮断面のみに用いることと水深が変化することを考慮して，D′ Aubuisson の式を修正した。さらに，Debauve は Eytelweine の橋脚上流断面における流速にかえ，流量を用いて表現している。Weisbach は「橋脚間断面の流量は潜りオリフィスの流量とせきの流量の和であらわされる。」と主張しているが，少なくない研究者が彼の計算式は独断的であり実用的でないと指摘している。Rühlman はWeisbachの式を修正提案しているが，計算が非常にめんどうであるという欠点がある。Merriman はWeisbach の計算式に接近流速水頭を考慮するとともに，潜りオリフィスとして扱い，橋脚巾をW・長さをBとして修正している。Nagler は「橋脚間断面の流量は最小断面積$W \cdot h_2$の潜りオリフィスを$\Delta h + \beta(V^2/2g)$で満足するものである。」としている。彼は大規模な実験を行い最初に$\theta = 0.3 \cdot \beta = 1.8$と発表したが，これらの値を用いるとFr数が小さい場合にせき上げ量が負となったり，橋脚規模及び収縮率に無関係であること等の不合理が生じることを指摘され，後でβを修正しているが，こじつけの感はまぬがれない。Rehbock は

約2,000個に及び実験結果より式を求め，すべての流れの状態に適合するものではないことを言明し，橋脚による断面収縮率とFr数による3つの領域を設定し，最も小さいOrdinaryflowと称する場のみに適応されるとしている。彼が行った実験の精度や実験量を考慮し，適応範囲を限定するならば，かなり実現象に近いせき上げ量を求めることが可能と判断される。土屋・浦はせき上げが橋脚の造波及び形状抗力によるものであるとして，抗力係数を実験的に求めた。しかし，同計算式は流れによる摩擦損失の無視と抗力係数値にも問題があり[3]，他の計算式よりも一般に小さい値を示す傾向にある。

水理公式集[4]では「D′ Aubuisson のものは，近似度の高いことが認められている。」としているが，公式集中に用いられている原著者の係数とは異なる修正値を用いてYarnallが確認した結果であり，しかも図－2に示すOrdinary flow の範囲においてであることに，注意しなければならない。Yarnellが，2,600個に及ぶ実験値から求めた各式係数の修正値は，図－3に示すとおりである。彼は橋脚下流断面の流れの状態を$\omega=Fr^2/2$で表わし，橋脚間の流れに限界水深が生ずる状態（$Fr=1.0$）を境界に，2領域を設定した。この限界流が生ずるときの下流断面におけるωの値をω_Lで表わせば，αとω_Lの関係は図－2の真中の線となる。そして，図－3に示した各係数の公式は$\omega<\omega_L$，すなわち常流の範囲内においてのみ適用できる。したがって，質問のD′ Aubuisson式の適用範囲については，橋脚下流断面が常流でかつ，図－2のα_Aラインより左側の領域となる。また，併記してあった「同式の堰柱適用の是非は？」については，結論的にいえば適用可能である。現在のところ，D′ Aubuisson式が多用されているが，Yarnellの実験と研究結果によれば，かなり制限的に用いなければならない。半円形端部をもつ橋脚のせき上げ量計算にあたっては，図－4に示すような範囲に，図－3に示すYarnellの修正係数を用い，各計算式を適用する



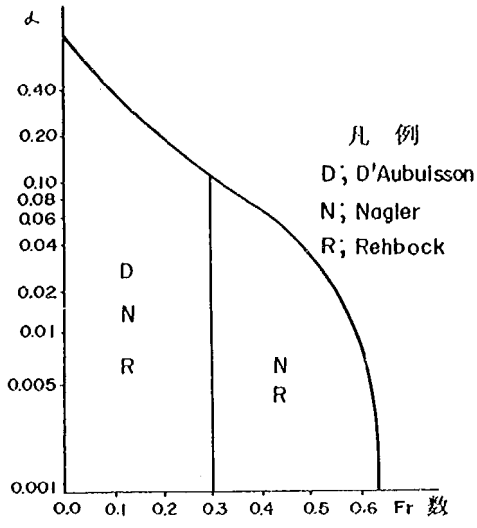
図－2　Rehbookの流れの状態図



図－3　Yarnellによる各公式修正係数

3）実際に役立つ水理計算例　土木施工設計計算例委員会　山海堂
4）水理公式集　昭和46年改訂版　土木学会編　P252

ことが好ましい。同図は図－２に示したOrdinary flowの場のみを抽出し，横軸をフルード数で表現したものである。同図によることが好ましいとした理由は，例えば実河川のように断面縮小率が小さく（$\alpha = 0.05$），F_r数が0.3以上になる場合のD' Aubuisson式は３倍以上の最大値を算出し，水門のように$\alpha = 0.2$で$F_r = 0.55$では，いずれの式においても½以下の値しか算出しない。



図－４　各式適用範囲

以上，各式の比較等を行ってきたが，結論として計算の手順を述べる。まず，F_r数と橋脚による断面縮小率より図－４から，適用計算式を選定する。次に，橋脚端部形状を考慮し，図－３よりYarnellの修正係数を求め，表－１に示す式で計算する。各式の適用範囲内においては，Yarnellの実験結果から判断して，最大限に見てもせき上げ量は水深の１割にも達しない。したがって，実際河川等においては，排水中の流木・ゴミ等によるせき上げ量がかなり大きく，留意しておかなければならない。

（河川研究室）

1－9

海岸保全施設の計画波設定について　（52. 沖縄）

（質 問）

従来の計画波設定方法としては，伊勢湾台風をモデルに設定されている例が多いようですが，ここ数年対象確率が議論されてきました。対象確率で計画波を決定した事例がありましたら紹介願います。又，河川事業の様にランクによる確率対象区分けがありましたら御教え願います。

（沖縄総合事務局河川課）

（回 答）

海岸保全施設の計画に際して基本となる波浪については，これまで実測を中心とした考え方で決められてきた。すなわち既応最大波高や伊勢湾台風をモデルコース（実績のあるコース）に沿って移動させ波浪推算を行いそのとき発生した最大波が用いられている。確率的な処理を行なった例はほとんどないと考えられる。この理由としては，統計処理が可能なほど観測値がないことがまずあげられよう。波浪観測が始まったのは昭和３０年代であり，観測期間としては２０年程度であり，

これによって５０年または１００年の確率波を求めることは精度上問題がある。

気象資料は波浪観測資料に比較して長期間の資料があるため，これをもとに波浪推算を行なって確率波を計算することが考えられる。昭和５０年から３ヶ年間にわたって建設省技術研究会で「波の研究」として確率波の計算が行なわれており，ほぼ全国の沿岸での確率波が得られた。しかし，その信頼性については今後観測値をもとに修正していくことが必要である。

確率波についての検討がこれまであまり行なわれていなかった理由として，波高のみが施設の規模，例えば堤防天端高を決定する要素とはならないことである。浅海に造られた構造物に対し，波力やうちあげ高が最大になる波浪条件は，その構造物の直前で砕波する波であって，これより波高が増加しても波力などは減少する場合が多い。したがって1/100 の確率波で決められている場合でも確率が意味を持つためには他の要素も合せて考える必要がある。

統計的な考え方を入れた構造物の設計方法については，今後検討しなければならない問題であろう。

（海岸研究室）

2. 河川・海岸等の調査に関する問題点

2－1

急流河川及び感潮河川における流量観測について	（53. 関東）

（質　問）

1）近年データー処理装置の進歩はめざましいものがあるが，反面，雨量，流量等のソースデーターの内容は，レーダー雨量等一部を除き見るべき進展がない。この様な現状において，特に上流部急流河川の流量観測について今後の見通しをお聞かせ願いたい。

当事務所では，利根川八斗島地点上流部の流量観測を１６ケ所（河川１４用排水２）で行なっている。上流部は河床勾配が急で転石が多く平水流量と高水流量の差が大きく観測に苦慮しているのが現状である。

1. 岩本流量観測所では河床勾配が１／１５０で流速が早く低水観測可能流量は９０m^3／ｓ以上の日数は年間約４０％，この間が観測不可能となる。
2. 水位，流量曲線は低水部と洪水部に集中し中継ぎの中心部が測定不能
3. 洪水流量観測については９観測所あり現在職員不足により請負にて観測を行なっているが，洪水流量観測については請負業者の技術レベルが低く（経験不足）指導に苦慮している。

（利根川ダム統合管理事務所）

2）利根川下流部における低水流量の基準地点として布川地点（6.5 km）が設定されているが，S.４６年河口堰が１８.５ kmに建設されて以来河口堰操作による影響によって複雑な水理現象を示し，従来，流量観測に基づくH～Q式によって流況把握をしていたが，H～Q式では適正な流況把握が不可能である。そのため，S.５２年度に超音波流速計が設定された実測データと，超音波との関係を検討したが，今のところ，定性的な関係も把握されていない現状である。渇水期における低水管理等において，布川地点の適正な流況把握は重要な問題である。

今後，適正な流況把握していくには，どのような検討が必要であるか。お教え願いたい。

（利根川下流工事々務所）

（回　答）

1）従来，河川での流量観測では低水時にはプライス式等の流速計による精密断面測定（2点法），洪水時には浮子による平均測定で行なわれている。

これらの方法は場所的，時間的な観測条件により，常に使用可能なものでなく，本問にあるような河川上流の急流部での使用，又観測員の制約から連続した観測体制を持つことが困難である。

これらの問題に対処しうる観測法（器）としては現段階では決定的なものはない。しかし，近

年開発された電波流速計によってある程度その観測は可能である。

これは，電波のドップラー効果を利用したもので，遠隔地点から電波を発射して河川の表面流速をリモートセンシングによる方法で観測可能とするもので，従来の触水形のものと比べ，まったく異なる測定方法によるものである。

適用範囲は0.5～15m／sの比較的速い流速に適するものであり，大洪水時等，浮子の投下さえ，危険な場合でも比較的楽に表面流速の測定が可能である。

触水型のものと比べて，電波を利用したリモートセンシング法によるため，観測対象が流水にとどまらず，土石流に対しても同様に観測が出来，大洪水による破損等の危険もなく適用範囲の広い流速観測機といえる。

ただ，この計器により観測するものは，あくまで表面流速であることで，この計器の適用は従来の定常流観に代るものではなく，従来法と併用することで更に流観観測精度の向上が期待できるものである。

その方法例として，電波流速計では観測は瞬間かつ連続して行ないうるので，携帯型による流観業務の省力化，又固定式による流量の常時監視システムの設定も可能であり，洪水時のピークの把握，定常流観のクロスチェックが考えられる。

参考）　電波流速計に関する詳細は，土木技術資料５３年２月号を参照きれたい。

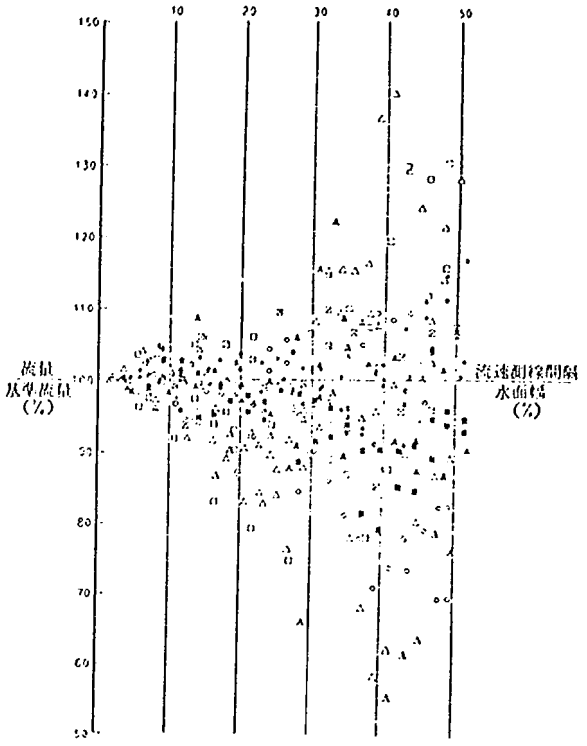
（水文研究室）

2) 感潮河川において，H－Q式による流況把握は，ほとんどの場合困難である。そこで，各種の流速計を使用しての毎回の流量観測になると思われる。

超音波流速計を使用して，流速測定を行う場合，その測定値に影響を与えるものとして主に下記のものが考えられる。

- 濁度
- 渦，気泡，浮遊物
- 水温分布
- 塩分濃度

水温分布，塩分濃度の変化は音波伝播時間に影響を与えるが，これらはハード的に除去可能となってきた。また浮遊物などによる雑音については，設置状況あるいはソフト面などで対処しうると思われる。測定値に関してプロペラ式流速計等との比較は，一概に良いとは言えないが，現段階では必要な方法と思われる。超音波方式の測定では，横断方向の平均値をとるので，プロペラ式の測定でもこれと同じようにして，比較する必要がある。すなわち，横断方向に同時に流速測定を行う。この場合，縦断的には超音波と同一水深をとる。横断方向の測線数に関しては，図－



図－1　ばらつきと $\frac{\text{流速測線間隔}}{\text{水面幅}}$ %との関係

1等から，少なくとも水面幅×10%以下の測線間隔で行いたい。また，超音波とプロペラ式等の流速計のデータ採集時間を考慮に入れる必要がある。

プロペラ式は，おのずと測定範囲が限定され，特に流速の遅い方は，誤差比率が多くなる。最近，低流速でも測定可能な電磁流速計が開発されており，この流速計で測定するのも一案である。最終的には流量で値がほしいのであるから，超音波方式の測定値が水深等変化しても平均流速となる補正係数についても，充分検討する必要がある。

結　言

1. 超音波流速計のハード面のチェックを行う。
2. 縦横断の流速分布の特性を調査し，ソフト面のチェックを行う。
3. プロペラ式，あるいはその他の流速計を用いた観測値と超音波方式の観測値の比較検討を行い，定量化を進める。

〔参考文献〕

1) 竹内，江川，篠田；低水流量観測の精度に影響を及ぼす2，3の要素について，土木研究所報告第105号，昭和36年2月。

2) 北海道開発局；流量測定の精度向上に関する研究，昭和49年10月

3) 土木研究所；超音波流量計の現状に関する調査報告，土木研究所資料1056号，昭和50年6月

（水文研究室）

2・・2

精度のよい流量観測方法について　（54. 九州）

（質　問）

河川の流量観測の精度向上をはかることがますます重点となっているが，実用的で精度を得られる観測方法を河川の状況別（満干潮時・洪水渇水の別）に教示いただきたい。なお，合わせて，堰超音波流速計，発電力からの換算値（発電ダム地点）及びダム水位変化による換算値等による流量値の精度がプライス流量計による値とくらべて，どの程度のものか教示願いたい。

（大隅工事々務所）

（回　答）

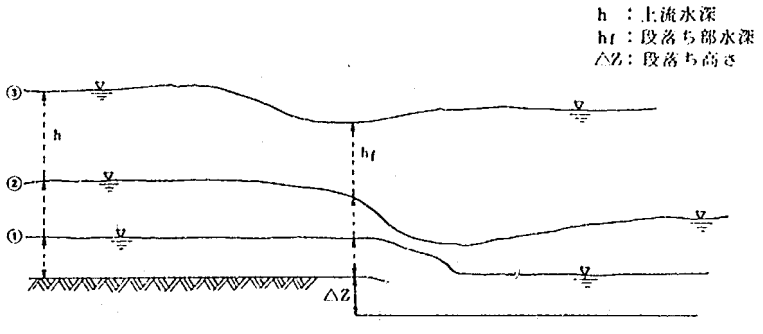
一般的に流量観測の精度に寄与する因子としては①流速測定②断面測定③算出計算方法などがあげられる。これらの誤差が総合され最終的にH－Q式等で常時の流量算出が行なわれる。河川の条件，流量の多い少ないによって各々観測方法，精度等が異なるが，一般的なものは文末に参考文献を載せておくので参照されたい。ここでは，特殊な場所あるいは強調したい点について論ずることにしたい。

1）急流河川では，河床変動の出来るだけ少ない場所を選定するのが良策であるが，段落ちを利用した流観について検討した例があるので紹介したい。

一般的に段落ち部ではコントロールセクションが存在するため一ケ所の水位測定で流量換算の可能性を有する。まず，段落ち部で発生する水面形について説明する。

図－1は段落ち部での可能水面形を示す。ただし，この場合，上下流で水面形に影響を与えるものがない場合である。

h_c を限界水深，h_0 を等流水深とするケース①では $h_f < h$ で h は h_0 となる。当然 $h_f < h_c$ である。この場合には河道の粗度が判明しないと水深から流量の換算は不可能である。流速計による流量観測を行ない $H-Q$ 曲線の作成が必要となる。



図－1　段落ち部での水面形

ケース②の場合は $h>h_c$，$h_j \fallingdotseq h_c$（実際には $h_f<h_c$）で，段落ち附近で支配断面つまり水深 h_c となるところが生じる。よって水位計によって h_f あるいは h_c が観測されれば，流量が算定されることになる。

ケース③の場合は段落ち部で射流とならずしたがって，支配断面は生じない。この場合，二台の水位計で h と h_f を測定すれば流量への換算が可能となる。あるいはケース①と同様に $H-Q$ 曲線の作成を行なわなければならない。具体例を多摩ニュータウンを流れる乞田川の段落ち部で検討した。

対象段落ち部河道断面を図－2に示す。対象断面は台形状でさらに複断面ではあるが，段落ち部での水面形の変化は長方形断面と仮定して考える。まず，生起する水面形について把握する。表－1は水深を変化させた時の流速，流量，フルード数，および $K=\Delta Z/h$ の変化を示したものである。マニング式を用いて流速，流量を計算した。水深 h が $0<h<2.7\,m$ まで

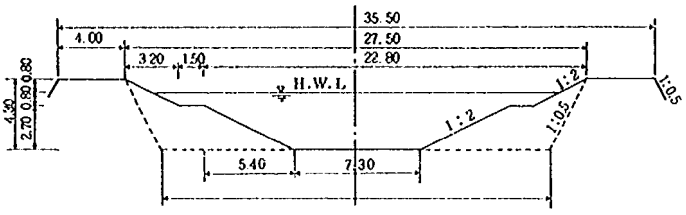


図18　河道断面

図－2　河道断面

$$V=\frac{1}{n}\cdot\left\{\frac{(7.3+2h)h}{7.3+2\sqrt{5}\,h}\right\}^{2/3}\cdot I^{1/2},\quad Q=\frac{1}{n}\cdot(7.3+2h)h\cdot\left\{\frac{(7.3+2h)h}{7.3+2\sqrt{5}\,h}\right\}^{2/3}\cdot I^{1/2}$$

となる。ここに，n はマニングの粗度係数，I は河道勾配，V は流速，Q は流量である。n については実績 $n=0.03$ を用いた。また $I=1/270$ である。

表－1の結果をみると流れは段落ち部上流では常流となり，ケース②，③の場合となり，ケース④は生じないことになる。

次に段落ち部付近で支配断面が生ずるかどうかであるが，図－3は長方形断面段落ち部での支配断面の発生条件を示したものである。図中の曲線より上の部分では，段落ち部で射流となる条件のところであり，下

表－1　流速・流量等の関係

h m	V m/sec	Q m³/sec	$F=\sqrt{\frac{Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial h}}\,,\left(\frac{V}{\sqrt{gh}}\right)$	$K=\frac{\Delta Z}{h}$
0.2	0.67	1.03	0.49, (0.48)	5
0.4	1.01	3.27	0.53, (0.51)	2.5
0.6	1.30	6.63	0.57, (0.54)	1.67
0.8	1.52	10.8	0.59, (0.54)	1.25
1.0	1.72	16.0	0.61, (0.55)	1
1.2	1.93	22.5	0.63, (0.56)	0.83
1.4	2.09	29.6	0.64, (0.56)	0.71
1.6	2.25	37.8	0.65, (0.57)	0.63
1.8	2.39	46.8	0.66, (0.57)	0.56
2.0	2.54	57.4	0.67, (0.57)	0.50
2.2	2.66	68.5	0.67, (0.57)	0.45
2.4	2.78	80.7	0.68, (0.57)	0.42
2.6	2.90	94.3	0.68, (0.57)	0.38

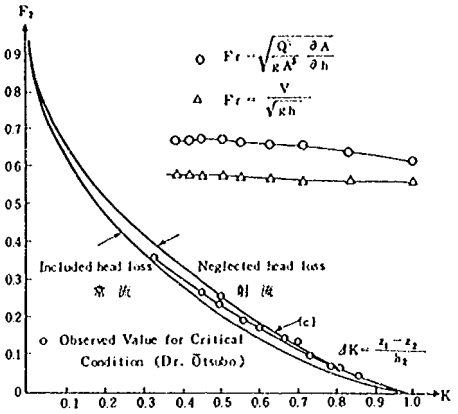
の部分では常流となる条件のところであって，曲線上が限界を示すことになる。対象段落ち部での計算結果をプロットすれば，常に段落ち部では射流条件になっていることがわかる。よって対象段落ち部ではケース②の場合のみということになり，H—Q 曲線を必要としない流量観測の可能性があることが明らかにされたわけである。

次の問題は，流量への換算可能な水位をどのように計測するかということになる。水位観測が困難となる理由は次下に集約される。

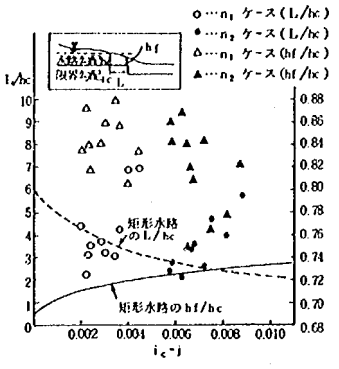
① 段落ち部近くは流線が曲るため，静水圧分布にならず，h_fの検出は不可能に近い。

② h_c については流量によって h_c の発生点が変動し，h_cの検出も困難である。（図—4参照）

図—4をみると $L/h_c \approx 3$ であるから，水位計で測定された水位をまず近似的に h_c と考え L を求め，改めて h_c を不等流式（ベスの式等）で h_c を推定することが考えられる。



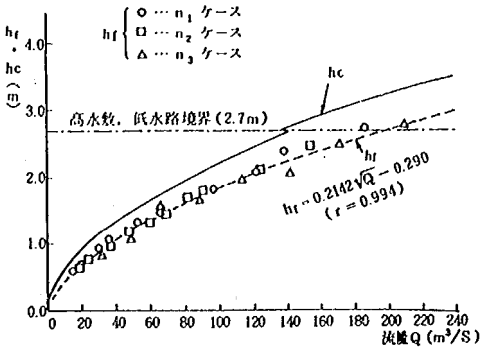
図—3　支配断面発生条件



図—4　段落ち流れの
L—h_2，h_5/h_c，i_c—i

ここでは，東京都土木技術研究所で，この段落ち部での水理模型実験が行なわれたので，模型実験結果を基に流量換算について考える。図—5はその実験結果である。h_f が測定されれば図中の回帰式によって流量が得られることになる。前述したように h_f の直接測定は不可能に近いから，模型実験結果より水位観測々定地の水位と h_f との関係を知れば，流量が得られる。模型実験結果がないと，h_c を推定する方法しかなく誤差等についてはさらに検討を要する。

また河川などにおいては，排砂方法を考慮した堰などの工作物によって観測することが望ましいが，まったくこれら工作物がない所では，電波流速計が有力な観測器になると思われる。これはドップラー効果を利用したもので，遠隔地から電波を発射して河川の表面流速をリモートセンシングによる方法で観測可能とするものである。適用範囲は 0.5～15 m/s の比較的速い流速に適するものである。図—6に観測された一例を示す。測点数が少ないが，次の補正式を使用することで精



図—5　模型実験による h_f と Q の関係

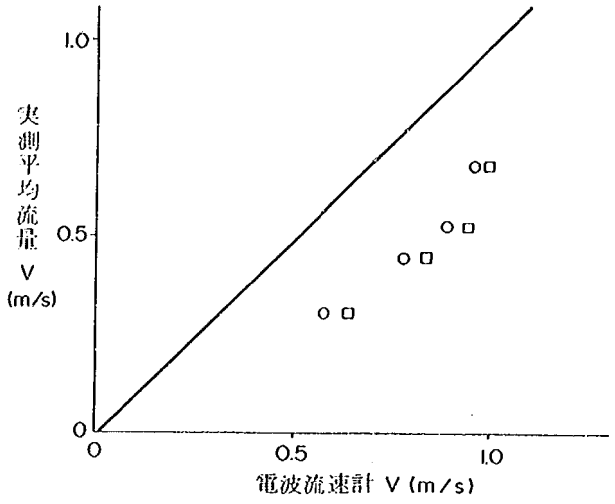
度よい観測が出来るものと思われる。

$Q = KV_0$

ただし $K = f(H)$

ここで，Q：流量（m^3/s），V_0：表面流速（m/s），K：Hによって求まる変数，$f(H)$：水位$H(m)$の関数で断面および流観によって求められたn次曲線。

なお本方式は東京都公害研究所において検討されているものであり，今年度も引き続き行なわれている。



図－6　平均流速と表面流速の関係

2）平地河川においては，蛇かごまたはブルトーザ等によって，水深の確保できる低水路の整形固定を行ない，精密法による観測が望ましい。また流速計としては回転式が一般的であるが，低流速でも測定可能な電磁式の流速計も開発されており，その測定精度も高いものとなっている。

3）河口付近感潮部においては$H-Q$曲線を作成することが非常に困難となる。Δxなるある距離をもった2点間の水面勾配を利用した不定流で求める方法もあるが，その場合でもさまざまな適用条件がある。また河口堰などの工作物のある場合が多いと思われるが，この場合でも上流流入量の観測は，背水の影響などを避るべきであり，放流量も取水量など正確に把握する必要がある。基本的には，回転式，電磁式あるいは浮子式などの流速計を用いた流量観測に頼る他ない。

超音波式流速計について言えば，まず，設置のキャリブレーションが重要である。また場合によっては，数年に1回行う必要があるかも知れない。超音波式流速計を使用する時の留意点を下記にあげておく。

- 観測小屋の換気に注意すること。高温になると記録計，センサーを除く装置が異常稼動することがある。
- 水深方向の水温差がある時には，異常値等を観測する場合がある。水温傾度によって超音波が屈折して水平に伝わらなかったり，上下層二段に取り付けてある場合等は，屈折によって相互干渉を起す場合がある。
- 観測された値が平均流速となるような水位による補正係数を流観によって求めておく必要がある。

1例を載げると，8,289稼動時間のうち，装置異常46時間，水温（媒体異常）変化154時間となっている。

4）水力発電力は次式で与えられる。

$P = 9.8\,QH\eta_1\eta_2$

ここで P：発電力（KW），Q：噴射流量（m^3/sec），H：水頭（m），η_1：水車の効率，η_2：発電効率である。よって流量Qは

$$Q = \frac{P}{9.8 \cdot H \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

で表わされる。η_1，η_2 は表－2のような値を取っておりかなり精度よい算出方法といえる。

表－2　水車の効率と発電効率

水車の効率

	フランシス						
n_s（m・KW）	60	90	120	150	190	250	300
最大出力時　η（%）	86.5	88	88.5	89	89.2	88.5	87.5
最高効率時　η（%）	89	90	90.5	91	91.2	91	90.5

発電効率

	竪軸うず巻フランシス					
有効落差（m）	27	38	69	82	111	229
最高効率（%）	91	89	92.5	94.5	92	89

5）貯水池ではセイシュと呼ばれる1時間～数時間の長周期の波が発生し，水位から流入量へ換算するときの妨げとなる。その性質はある程度解明されているが，個々の湖の形状によって大きな影響を受けるので，個々の検討が必要である。その対策としては時間的に平均することも考えられるが，縦断方向に複数の観測所を設置し，その観測値を平均することが良いようである。またダムの水位変動の原因には，水門，コンジットの操作に関連したものも多いので実態をよく調べておく必要がある。

〔参考文献〕

1）竹内，江川，篠田：低水流量観測の精度に影響を及ぼす2，3の要素について，土木研究所報告第105号，昭和36年2月

2）北海道開発局：流量測定の精度向上に関する研究，昭和49年10月

3）竹内，江川：浮子の更生係数，土木技術資料Vol5，Vol1，昭和38年

4）木下：雨量・水位などの測定時間間隔のきめ方，土木研究所報告第130号，昭和41年10月

5）青木：水面勾配をとり入れた水位流量曲線，土木技術資料Vol14，Vol6，昭和47年

6）東京都公害研究所：河川における汚濁負荷量の常時測定に関する研究，昭和54年3月

7）土木研究所：試出試験地調査，昭和53年度河川事業調査報告書，昭和54年5月

8）土木施工管理技術研究会：多目的ダムの建設，第1巻

9）土木研究所：超音波流量計の現状に関する調査報告，土木研究所資料第1056号，昭和50年6月

10）全日本建設技術協会：水文観測，流量編

（水文研究室）

2 － 3

地すべり調査・堆砂量調査について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄本島における水源開発地域は北部の山岳部に位置付けられている。北部は風化が著しく上位部に赤褐色のラテライト土壌となっており，所々で地すべりを過去に経験している所もある。この様な地点でのダム築造は貯水池周辺の地すべり，堆砂量が大きな問題になると予想される。他県に比べ基礎的データの不足している当地では他県で集大成された推定堆砂公式等で評価している現状である時に，貯水池内の地すべりの可能性があり崩壊はまぬがれない所については，それらの流出土砂等も堆砂量の一部として評価しなければならないと思うが，今後計画するダムについて堆砂量の適格は推定を行うには，どの様な方法で調査検討をすべきか，又，地すべりの調査の方法についても，具体的に御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

ダム貯水池周辺での地すべりの発生は，その原因が自然のものであれ，ダム貯水位の増減によるものであれ，いずれにしてもダム貯水容量を減少させる一因となるとともに，せっかく建設した付替道路などの施設はおろか，周辺の民家，公共施設まで地すべり災害のまきぞえにしてしまう恐れもある。

このためダム建設に際しては事前に貯水池周辺の斜面について地すべりの危険性の有無を調査することが定着化してきているし，また地元のダム建設に関する要望のなかに地すべり発生の予防措置が強く打ち出されていることもめずらしくなくなった。

ダム貯水池予定地域周辺の地すべり調査としては，まず，空中写真を図化した 1／2,000～1／1,000 の地形図からいわゆる地すべり地形をひろい出し，その分布のあり方と地質分布，地質構造との関連を検討する。次いで地すべりに詳しい技術者が現地踏査を行ない，地すべり地形であると考えられた地区が地すべりの徴候を示しているか地表からの観察により，それぞれの特徴を把握して地すべりごとのカルテを作成する。この現地調査では地形図に表われなかった小規模の地すべり斜面をみつけることも重要な目的の一つであるから先にあげた地すべり地区のみでなく全域について踏査することはもちろんである。

作成するカルテの一例には次のようなものがあるが，更にダムの計画に応じて斜面の水没域，H.W.L.からL.W.L.の水位変化の影響範囲などを付加するとか参考データをあげることも必要であろう。

このカルテから判断される地すべりの危険度が高く，ダム水位との関連が大きく，かつ人家，これから建設するものも含めた公共施設に影響のある主な地すべりについては現地調査を実施する。調査項目等については，一般の地すべり調査とほぼ同じであるから参考書を参照していただきたい

が，ダム水位の増減と地すべり斜面の安定度の変化が特に知りたいところであるので，地すべり地域内の地下水に関する調査については正確な資料を得たい。すべり面の位置形状の調査とともに地すべりの解析と，これから検討される防止計画に大きな影響を与えるものである。

（地すべり研究室）

2－4

鶴見川の洪水時における流送土砂の測定方法について　（53. 関東）

（質　問）

1. 概　要

鶴見川の流域開発は近年著しく，それに伴って裸地化され，洪水時には土砂の流出はおびただしいものがある。河口部より9 kmの間に年間約２０万m³の土砂が堆積してこれを平均厚に均してみれば約２０cmの河床上昇厚となる。

2. 既往調査　河床材料調査

低水路はシンウォールサンプラーによって２０個所（２２km間）の資料を採取し粒度試験，比重試験を行なった。

高水敷は平堀で9個所の資料から同上の試験を行なった。

3. 現在実施している調査

洪水時は1時間毎に採水ビンにより表流水を採水しＳＳ密度，比重，粒土調査等を行っている（Ｓ５１～）

4. 質　問

1　現在行っているのはＳＳのみであるが掃流砂，流下量を測るにはどうすればよいか（平均断面流速1.5 m／s）

① 横断的にはどの位の間隔が適当か

② 掃流砂計測実施例（方法，精度）

2. 浮遊砂

① 横断方向　深さ方向でどの位の間隔が適当か。

3. フロキレーションについてその実態調査をしたいが何を調査したらよいか。

（京浜工事々務所）

（回　答）

河川における流送土砂量は，河道計画ならびに河川管理上の基本量のひとつであり，非常に重要な水理量であるといえる。周知のように，多くの河川において流砂量の計算が行われている。しかしながら，その計算結果には，定性的には実用に耐えうるが，定量的には依然として精度上の問題が残されている。このように，河川の流送土砂量の推定式が完全なものとならないのは，ひとつには河川における実測がかなり困難であり，したがって実測があまり行われていないことに起因する

ともいえよう。最近では殊に実測が行われなくなったようである。このことは，日本ばかりでなく世界的な傾向でもあるように思われるが，軽視されているわけではなく，より良い測定方法を模索している段階にあるといえよう。今回の鶴見川における問題は，河床の極端な上昇や河口部におけるヘドロの除去に関連した河道掘削計画ならびに浚渫計画上の基本量との認識から重要視されたものと推察されるが，このほかにもダム堆砂が海岸侵食，あるいは砂利採取計画などとも密接に関連すると思われる。このように，現実の新らたな問題の性質上，必要があれば臆することなく実測が行われるようになることは大変望ましいことである。以下，河川の流砂量の実測方法について，その問題点を考察してみることとする。

(1) 河川における流砂現象の複雑性

河川における流砂量の実測が必要な理由は，これまでの流砂理論の条件や，室内実験の条件と異なり，河川では現象が非常に複雑であり，かつ水理量の範囲が異るため，合理的にして精度のよい推定式がつくられていないことに依るものである。自然河川における特徴的な事項を列挙すれば次のようである。

a　河床材料が混合粒径であり，粒径の大きさと粒度構成は，河道の状況に応じて河川により場所により大きく変化する。

b　河床材料の粒径の混合度の大きいところでは，一般にアーマーコートが発達している。

c　河床ばかりでなく，側岸のバウンダリーも必らずしも固定ではない。

d　川幅／水深比が大きければ，直線的な河道といえども流路は蛇行し，したがって砂礫堆や砂州が発達し，みおと砂州部の粒度組成は異る。これは水理量に対して履歴効果を有する。

e　水理量や河床材料に応じて河床砂が形成され，この小規模河床形態は河道の粗度係数に大きな影響を与える。

f　河道における流砂量は必らずしも，水理量に応じたキャパシティーいっぱいとなっているとは限らない。一般に浮遊流砂量と掃流流砂量との比は緩流となるほど大きくなるが，流砂量の大部分をためる浮遊流砂量（ウオッシ・ロードを含む）は上流からの補給流砂量に支配される。

g　したがって，土砂生産量とその粒度構成，ならびに河道に貯留されている土砂量とその粒度が，下流の流砂量に大きな影響を与える。

h　このような意味からすると，一地点の流砂量ならびに粒度構成は，同じ水理量でも必ずしも同一になるとは限らない。河川における流砂量の把え方として，従来のようなキャパシティー議論ではなく，土砂生産から河口流出までの河道全体の中での土砂波の伝播とその変形の現象を究明すべきであると思われる。

i　河道の境界条件は時々刻々変化し，人工要素や構造物の影響も場合によっては無視することができない。

j　洪水流は不定流であり，増水期と渇水期とでは流砂量は異る。

k　洪水流は実験水路のような二次元流ではなく，三次元流である。

以上の各項目に関する解説は省略するが，自然河川における流砂現象の複雑性は自明のことである。河川の条件が単純で実験の条件に近い場合には，流砂量公式によって満足しうる精度で予測することも可能であるが，それは限られた河道のみであって，多くの場合には個々の河川の特

性が効いてきて，定量評価には問題が多いと理解すべきである。

(2) 流砂量測定の基本的事項

まず，流砂量測定の目的を明確にすることである。目的については，その内容を分析し，全体の流砂現象のなかでの位置づけが必要である。たとえば，ある条件のもとでの流砂量の全量のみが必要の場合，掃流砂，浮遊流砂およびウオッシロードの量とその比率を知る必要のある場合，またそれぞれの流砂形態のなかでの粒度分布までを知る必要のある場合などがある。また，河川の上流から河口までの河道全体を通じての土砂動態を知る必要がある場合もあろう。あるいは，河道計画上の予測問題や評価に適用するための公式をつくる必要から実測が計画される場合もあろう。以上の各目的にとっても，その内容とするところは質的に，また量的に精度上の最小限要求される精粗はまちまちである。ここのところを1つかりつめておかないと，大量の人員と時間，ならびに金とをかけて実測してみたところで，実測結果を有効に活用できないことにもなりかねない。

つぎに，流砂量の測定業務はそうたやすいことではないということである。また，大きな出水が度々あるわけではなく，出水時にはそれに関連した他の重要な業務が通常業務に加わるため，流送土砂の測定に十分な精力を集中しきれないところにも問題がある。すなわち，実測規模の拡大化と体制上の問題である。後者については，機動力と測量業者の活用により解決のみちが求められよう。しかし，自然現象が相手であるから，きながに長期にわたる実測計画としなければならない。前者については，過去の実測結果がいまだに十分一般的なかたちでは，いかされきっていないことでも明らかなように，今後の測定では思いきって大規模な実測計画としなければならないということである。中途半端なものでは結局データがしんでしまうということもなりかねない。しかしながら，実測の規模をできるだけおさえこむために，過去の研究資料や実測資料，および当該河川の特性に関する十分な調査が必要である。また，他の河川の事例についても事前に十分研究しておくことが望まれる。

(3) 事前調査

河川における流砂現象の複雑性のいったんについてはすでに述べた。流砂の現象は，このように単独に現われるのではなく，河道内における他の現象と，原因となり結果となりして密接に関連づけられているので，同時調査のほか，事前調査が必要である。事前調査を行うことは，測定規模と精度との関係の検討にも役立つことになる。事前調査の内容の詳細については省略するが，境界条件と初期値，およびインプットとアウトプットとに分けて，現在ならびに過去の資料を調査すべきであろう。主なものを列挙すれば次のようである。

a 河道の縦・横断・平面形の現在値と過去の変動状況
b 流量・水位の過去の記録
c 過去の出水における流量・水位曲線
d 粗度係数の変化
e 小規模河床波，中規模河床波の形態

f　河床材料の粒度分布

g　土砂生産量と粒度組成

h　ダムおよび砂防構造物などの影響調査

i　河道の修正，ならびに流域の開発状況，砂利採取など

その他，過去の実測資料，河床変動量と砂利採取量より推定した流砂量などの資料，土砂動態調査資料，および過去の研究結果のとりまとめなどが必要であろう。

(4)　流砂量の測定計画

流砂量の測定計画は個々の河川における測定目的および資料の整備状況に応じてたてられる。これまでは一般性を持たせた内容を心がけてきたが，この節では鶴見川における測定計画とし，個々の質問のみに回答するかたちでまとめることとする。

a　掃流砂量の測定方法

鶴見川では平均流速が1.5 m/sというから，土研式採砂器で測定可能である。限界は3 m/s程度ともいわれる。しかし，この程度の流速でも，この測定器を使用する場合には巻き上げ機を取り付けた小型トラック程度では不安であり，相当重量の大きい自動車で，かつワイヤーも強度の大きいものを使用したい。使用頻度や機動性を考えると，橋脚に取り付ける専用クレーンとウインチよりは大型車の方が能率的であろう。しかしながら，採砂器を使用するには橋を利用することになり，交通上の障害度が過大の場合には，専用クレーンとウインチを取付ける必要があろう。採砂器の大きさはできれば土研式より重量の大きいものが望ましい。測点の横断間隔は，グラフにしたとき無理なく曲線がえがける程度になればよいわけで，河道の直線性と流速分布の片寄り具合いによる。したがって，あらかじめ流速分布を測定しておいてから決めるべきであって必らずしも等間隔とする必要はない。なお，採砂器による場合には河床との位置の関係で捕砂量が異ったり，引きあげるときに河床砂をすくいあげてきたり，採砂器周辺の渦の影響が現われたり，あるいは砂れんの流下に伴って測定値が同期的に変動することもあるので，数回の測定を繰り返し，異常値を捨てて他を平均するなどの留意が必要である。

掃流砂を直接測定する他の方法としては，種々考案されているようであるが，実際に河川で試行されたのはマス法である。これは河床にマスをきって洪水中に中に落ち込む砂の量から掃流砂量を推定するものである。堆砂量は洪水終了後測定するものと，圧力計を埋めておいて時間変化を記録するものとがある。また，ふたを取り付け岸より機械的に開閉できるようにしたものもある。しかしながら，小規模のものではすぐに埋まってしまうとか，堆砂も一様にならないとか，あるいは周囲の崩れこみ防止にかためておくとその影響が現われるとかでなかなか問題点は多いようである。また，機械的にふたを開閉するにしても，いつ訪れるともわからない出水にそなえて機能維持をはかることは容易ではないようである。結局のところ，マス法も相当大規模なもので，かつ単純なものを考えないと成功しないようである。

なお，橋脚に専用クレーンを取り付けた例としては，たとえば長良川の墨俣（4測点）があり，豊橋工事で測定車，マス法は九州地建で二・三試みられている。

b　浮遊砂測点の横断および鉛直間隔

採水器によって捕えられる浮遊砂には，浮遊流砂とウオッシロードとが含まれる。両者の区別は明確ではないが，前者は水理量により，後者は水理量に無関係とされている。おおよそ，粒径によっても区別されるようであるが，前者は理論分布を仮定してもよいであろう。横断上の数断面で実測を行えば，一層明確に両者を区分できるであろう。そこで，浮遊砂については横断的には流速分布によることとし，鉛直方向には３～５点程度が望まれる。ウオッシロードについては，ことさら測定を追加する必要はないであろう。なお，採水器の重量が小さいと相当流されるので高さの確認が不十分になりがちであるので何んらかの工夫が望まれる。

c　フロキレーションの実態調査

ウオッシロードは河口部に到着するフロキレーションを起こして沈降し，いわゆるヘドロの堆積となるといわれる。これには河口部における流速低下の影響もあると思われるが，その実態は必らずしも明らかであるとはいえない。しかし，流速低下は別途取り扱うとして，フロキレーションには，生物的，化学的および物理的効果があり，なかでは海水の効果が卓越すると思われるので，第一近似としてこの観点から取り扱うのがよいであろう。

感潮河川における海水の侵入現象については，現在とりまとめ中であり，近々公表される段階にあるので参照されるとよい。そして，短期的には横断上の数点において２～３時間間隔で一潮汐半程度の実測を，３日間間隔程度で１０回程度繰り返せば，大潮・小潮を含む各潮汐段階の実態を把握できると思われる。なおこの間の河川目流量はあまり変化しない時期がよい。また，長期的には上流部におけるＳＳ供給量の測定とヘドロの堆積量との関係を把握したいものである。これには，堆積量分布，圧密量および浚渫量などの資料のほか，出水前後には河床測定を行って洪水によるフラッシュ量を把握する必要がある。

なお，河口部では波による持ち込み量もあり，いっぽう河口外でのヘドロの堆砂もあるので留意すべきである。

(5) ま と め

一般的事項に比し，鶴見川における流送土砂の測定方法という点では，質問事項に限定したので，まとまりを欠く記述となったが，具体的な実測計画ではさらに詳細な検討をお願いしたい。

しかしながら，鶴見川の当面の問題を解決する必要から短期間に答えを出すとすると，おのずから考え方が異ってくる場合もあるのであろう。すなわち，鶴見川では河口部より９kmの間の堆積砂量は年間２０万m^3といわれ，河床上昇量が２０cmと，全国でもはとんど例をみない激しさであり，このような異常な現象の内容を量的に把握するところにその主目的があると思われる。そのためには，原因について仮説をたて，それに最も適切な調査を行うことである。鶴見川の激しい土砂堆積の原因としては二つ考えられる。ひとつは，河口部を人工的に拡幅し，また海岸部を河道幅を拡げるように埋立てたため，河口近くの河積が急増し，流入土砂を堆積するような水理環境となっているからである。この部分に堆積する土砂は，粘土まじりシルトか細砂であるが，通常の自然河川ではこのような細粒土砂は海部まで運び出すが，鶴見川はその能力を欠くのである。いっぱう，上流部の開発は，関東ロームの侵食量を増加させ，また自然遊水部の減少は，土砂の堆積域を減少させ，河道流下土砂量（特に，細砂，シルト，粘土）を増加させている。した

がって，流送土砂の量と質（粒度分布）を堆積区間の上流および河口部において，各流量段階毎に行い，流域の開発状況との関連から考察する必要があろう。また，同時に洪水の前後を含め，定期的に詳細な河床高調査を行って堆積量の全体的な把握を行っておくことが望まれる。

最後に，一般的なはなしとして流砂量の実測は，その必要性は認識されながらも，中途半端なことでは成功しないことから，実施がのびのびになっているものと思われる。また，実施は長期に亘るものも，なじめないものの主因のようである。しかし，行政ニーズの高いところでは，是非本腰をいれて実施に踏みきっていただきたいものである。その成果は，河川工学の根底において一般的なかたちで技術の進歩に貢献するであろう。

（河川研究室）

2 — 5

伏流水調査方法について　（54. 九州）

（質　問）

旧河川・旧堀及び砂レキ地域での伏流水を調査実施する場合の方法についてご指導いただきたい。

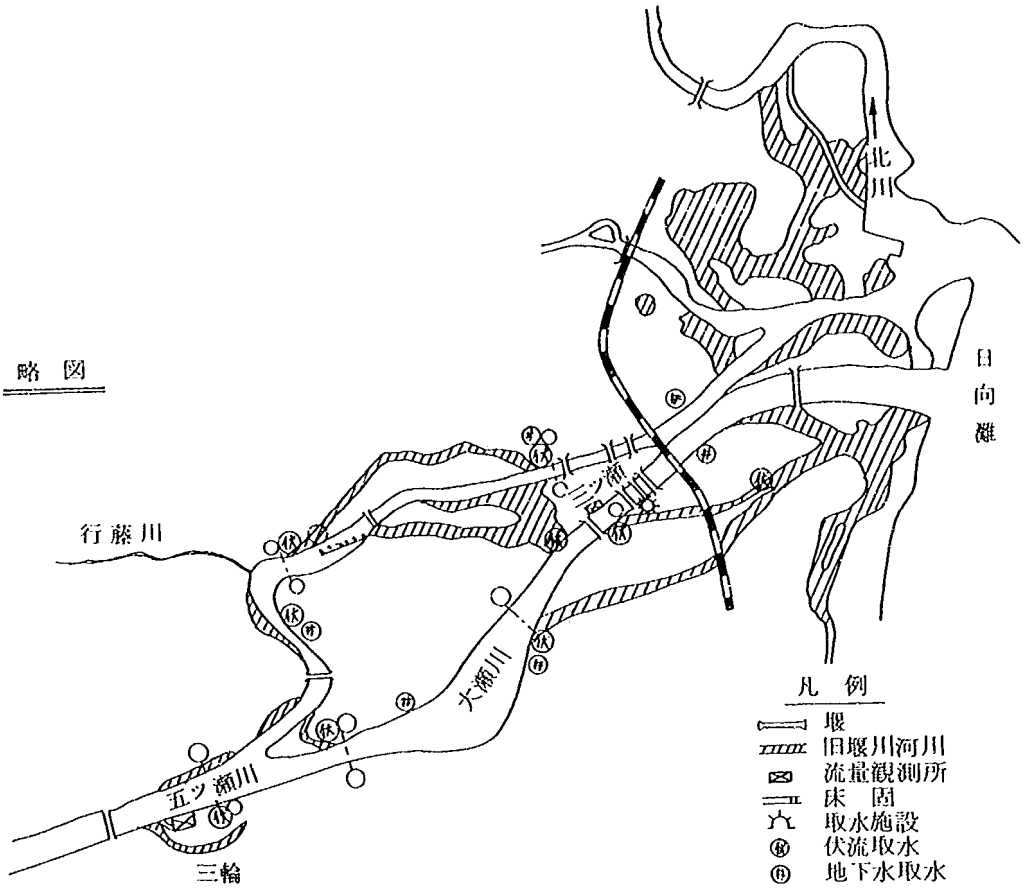
伏流水調査方法について

1. 調査箇所の条件
   - ① 旧河道，旧河川
   - ② 地質不明
   - ③ 位置……略図のとおり
   - ④ 断面……
   - ⑤ H～Q観測所……位置図のとおり

2. 河川の状況
   - ① 9/0 附近の分流点は，400m^3/S 以上にならなければ，五ケ瀬川に流出しない。
   - ② 五ケ瀬川左川行藤川からいくらか（1.0m^3/s 以下）流入している。
   - ③ 9/600の三輪地点のH~Qと3/700の三ツ瀬地点のH~Qとの相関では，三ツ瀬が約25%低減される。

3. 知りたいこと
   - ① 調査の方法
   - ② 面・縦・横の実態
   - ③ 流向
   - ④ 流量
   - ⑤ 出来れば，利用計画の方法

略図



（延岡工事々務所）

（回　答）

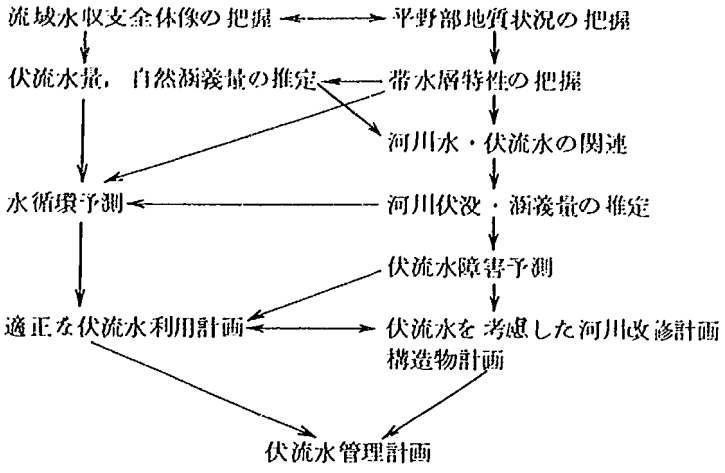
1. 伏流調査の目的

伏流水は現河道や旧河道付近の比較的浅い地層中を流れる水で，地下水の一種であるが，その区別は明確でない。しかし，河道付近を流れるため，河川水とのやりとりが盛んで，流量状況が河川改修や河川構造物の影響を受けやすい。また，伏流水の豊富な地区は地盤帯水層が良好で安定した水源となることが多いが，取水によって河川流況やその他障害が生じる恐れもある。このため，これら計画に際しては，伏流水の分布や量を調査するとともに，河川水との関連を重点においた調査を行う必要がある。

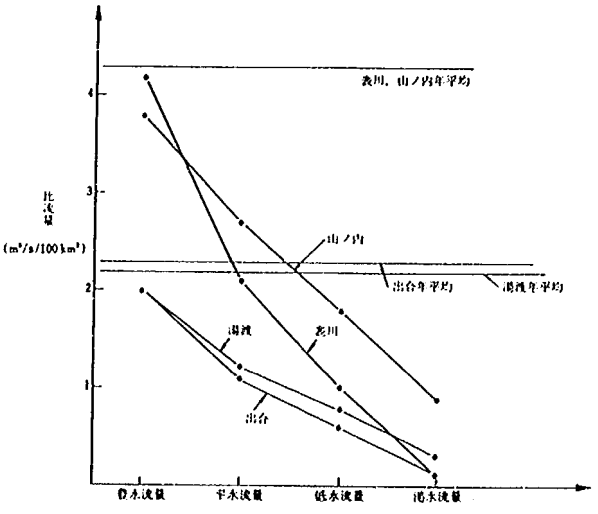
2. 調査の手順について

伏流水調査は表－1に示すようなフローにしたがって行う。この際，これらの調査の中で，特に注意すべき点を２～３あげる。

表－1　伏流水調査フロー



① 伏流水の詳細な挙動を知る前に，伏流水量の概算値を求めておくことが，以後の調査方針を立てる上で必要である。これについては，もっとも簡便には，まだほとんど伏流が発生していない流域上流部の流量観測点と伏流発生後の下流部での観測点での流況の比較によって伏流水量の概算値を求める。図－1に示すのは重信川の例[1]で山ノ内，表川（上流部）と出合，湯渡（下流部）との流況の差がはっきりと認められる。その差は平均で2m^3/s／100km^2程度であるが，途中での水使用を考えると，約1.5 m^3/s／100km^2 の水が伏流水として流動していることになる。さらに詳細な数値を得るためには，流域水収支計算を行うことが必要である。（図－2参照）

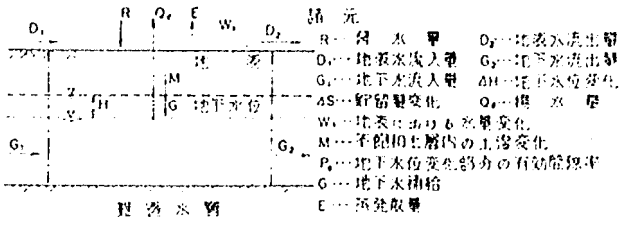


図－1　重信川流況図

② 河川水と地下水の関係を模式的に表わせば，図－3のような4つのパターンに別れる。[3] これらの関係を定量把握する手法として次のようなものがあげられる。

1） 同時流観及び地下水位測定

同時流観を行うことにより，河川流水方向に伏没還元状況を定量的に知ることができる。

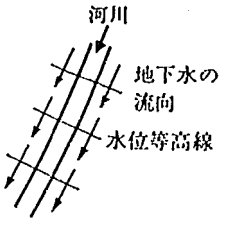


$$R-(D_2-D_1)-E-(G_2-G_1)-\Delta S-Q_d=0$$
$$\Delta S=W_1+M+P_e\Delta H$$

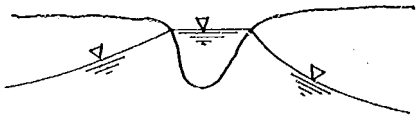
図－2　水収支基本式

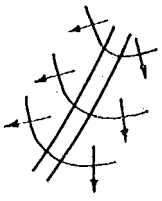
(a) 平　衡



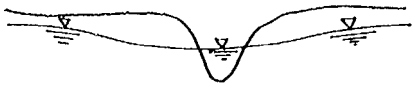


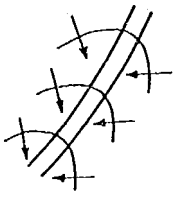
(b) 浸透・伏没



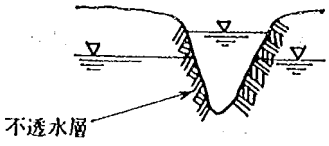


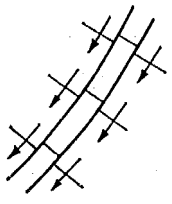
(c) 流　出





(d) 独　立



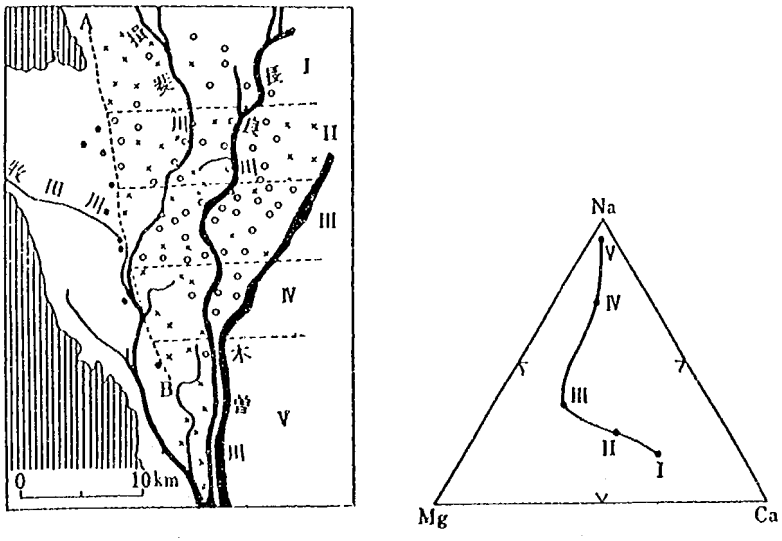


図－3　表流水と地下水との関係

また同時に河川周辺の地下水位を河川からの距離に応じて測定しておけば，河道と垂直方向の地下水動勾配を知ることができ，これより，河川近傍の透水量係数を求めることができ，モデル解析のための貴重なデータともなる。

2） 水質組成の変化を利用する調査

伏流水が河川から供給されて流動しているとすれば，ある種のイオンの濃度は，流動方向に増加もしくは減少の定向変化を示すことがある。この変化をKey diagram により示したものを図－4，に示す。[2)]



(a)　(b)

(a) 大垣自噴帯観測井分布図（A，Bにおける水質急変線に相当する）
×：第一帯水層，　○：第二帯水層
(b) 図(a)で地下水が南に流れるにつれ，その陽イオンの相対量の変化
（meg／l）
I →Vは図(a)の各地域での平均値。値は第一帯水層のみ。

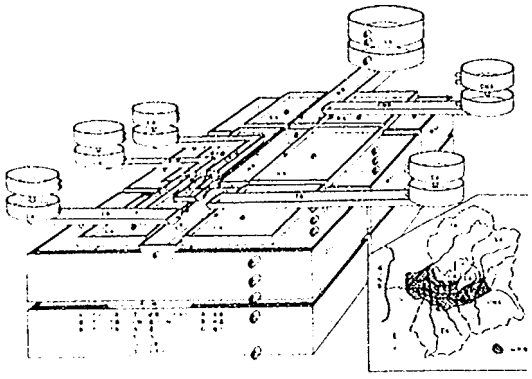
図－4

3） この他，トリチウム等の天然の放射性同位元素による水の年代測定による流動状況の推定法もあるが，バックグランドの変化が大きい場合は測定結果の判定が正確に出にくい。また，人工的トレーサーによる地下水流動状況の調査は地下汚染の危険性があり，実施が困難である。このような，水質分析の他に，電導度，pH，水温の分布により伏流水流の追跡を行うことは比較的容易である。

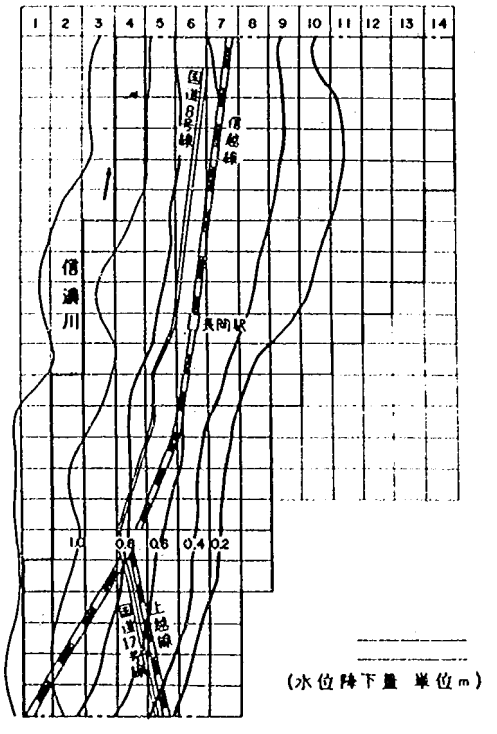
4） 矢作川等では河口ぜき建設に伴う河川水位による地下水への影響調査として，現地実験を行っているが，同様な実験はかなりの経費が必要である。

③ 河川改修や河川構造物が伏流水に与える影響や伏流水利用計画の検討を行う場合は，十分な資料収集や現地調査を行ったのち，伏流水の挙動をモデル化し，予測計算を行うのが一般的で

ある。この際，図－1に示したフローにしたがい，資料収集や現地調査で得られた結果が十分反映されたモデルである必要である。たとえば伏流水を含めたマクロな水循環予測には図5に示すようなタンクモデルを組み合せたモデルによってある程度表現できる。このモデルによって詳細な伏流水の挙動に関する検討は行えないが流域水循環中の伏流水の位置づけが把握できるほか，地下水シミュレーションの境界条件や入力条件の設定に役立つ。河床掘削による伏流水に与える影響など細部の伏流水位の動きを検討する場合には，地下水シミュレーションを用いることが多い。（図－6は信濃川長岡地区の例[4]）シミュレーションを行う際には，境界条件や入力条件の設定に十分注意を払わないと，現実とはほど遠い結果を得ることが多く，仮定や条件を十分認識した上で，計算結果を評価すべきである。



図－5　重信川流域水循環モデル概念図



図－6　河川水位低下による影響解析例（長岡）

④　伏流水の利用方式について

利用方式は次のようなものが考えられる。

1）河川水・伏流水の個別利用（現状利用方式）

2）伏流水の渇水時利用

河川豊水時は河川水を利用し，渇水時のみ伏流水を利用する方式である。

3）伏流水・河川水連結利用

2）の方式をさらに進めて，河川豊水時には人工涵養等により伏流水を補強し，渇水時に，より多くの伏流水を取水する方法である。

4）地下貯水池または地下ダム利用

3）の方式と河川ダムとの連動利用，また遮水壁構造により伏流水せき上げ，塩水化防止を行い伏流水取水強化を図る。

これらを計画，実施するためには，地下水，伏流水の管理，監視システムを作成し，適切な運

用を行う必要もある。

〔参考文献〕

1) 重信川水管理に関する調査　土木研究所水文研究室「地建依頼調査試験報告」昭和５４年５月
2) 山本荘毅編「陸水」
3) 河川局監修　地下水調査及び観測指針（案）
4) 長岡工事々務所他　長岡地域の地下水解析について，第３２回技術研究会講演概要

（水文研究室）

2－6

現況の盛土・堤防・家屋等を考慮した氾濫追跡調査手法について

（53. 関東）

（質　問）

利根川は昭和２２年に氾濫し，その水は東京湾へと流れた．その後今日にいたるまで多くの盛土道路や家屋その他の人工構造物が造られ，氾濫状況も異ることが予想される。

このため，このような二次的な洪水防御施設を考慮した上での氾濫解析を行い，洪水避難体制へと結びつけたい。その手法として，どのようなものが良いのか，又それは現況をどの程度反映させることができるのか伺いたい。

（利根川上流工事々務所）

（回　答）

洪水氾濫予想区域の推定方法については既に一日土研で回答が行なわれており，またこれに関する調査要綱も作成されているので詳しくは述べないが，これらには計算によって氾濫区域を予想する場合の注意点として次のようなことが挙げられている。

1) 流域内の地盤沈下や盛土などにより地形が変化している場合には，計算によってそれらの影響を評価することが必要である。
2) 地形によって，水理的手法を用いるのが困難な場合，あるいは不可能な場合がある。即ち，自然堤防などの微地形が発達していたり，氾濫した水が発散するような地形の場合には計算が困難であり，精度も悪い。
3) 破堤氾濫を想定する場合，破堤地点を特定しにくい。破堤する時間や破堤の断面など，決定しにくい要素が多い。また，特定地点の破堤を前提とした氾濫予想区域を一般に発表する必要があるかが疑問として残る。

このように，流域内の変化が著るしい場合には計算による氾濫状況の推定が必要であるが，地形によってそれが困難であることが当然考えられる。そのような場合には，既往洪水調査によるしかないが，精度が多少悪くなることは覚悟しなければならない。

地形的に，貯留型氾濫となるような流域では計算による推定が可能である。ただし，質問事項にあるような人工的な構造物による氾濫形態の変化の推定はどのような計算手法でも可能というわけ

ではない。具体的に言えば，貯留関数法を用いると氾濫水位の推定は可能であるが，流域の変化による氾濫形態の変化はモデル上では把えられない。貯留型氾濫であるという条件をつければ，このような問題は土木研究所の開発した氾濫シミュレーションモデルを用いることによって可能となる。

このモデルは，家屋などによる水流の粗害は，氾濫原の粗度係数の増大ということによって表わすことができ，盛土道路によって水流が遮断される場合も，そのような条件をモデルに入力することによって表現が可能となる。このモデルに関する詳しい記述や具体的な計算例などは参考文献1)，2)を参考願いたい。

なお，蛇足ではあるが，地盤沈下によって流域の地形が変化した場合も，それによる洪水危険度の変化を評価することができる。[3)]

(参考文献)

1) 石崎，岡田「はん濫を伴う洪水の計算」土木技術資料 18-7 (1976)

2) 「地域総合洪水防御計画調査報告書その2」土木研究所資料甲1188号，昭和52年1月

3) 「地盤沈下による氾濫形態の変化」土木技術資料 19-2 (1977)

(水文研究室)

2－7

河口処理計画のための調査について (54. 九州)

(質　問)

肝属川は河口砂洲の発達により閉塞現象がみられるため昭和34年から導流堤工事を行い現在，左岸約200m，右岸370mを施工している。

しかし，河口砂州の発生は，解消されていず，このため昭和53年度に水理実験を委託して，導流堤の長さ，河口巾等の検討を行なった。その中でかなり有望視される方法として，河口巾を現況程度とし，河床を掘削する方法があるがこの場合塩分そ上，波の侵入・河床の安定等が懸案となっている。

そこで，河口付近の河道を掘削した場合の塩分そ上，波の侵入，河道の安定性等を検討するための現地調査の方法と調査地点について。

(大隅工事々務所)

(回　答)

河口処理工法として，導流堤による河口維持対策が数多く行われているが，河道掘削による将来の河口部の河道維持も含め，河口閉塞が解消したために生ずる治水・利水上の問題の検討や評価も河口計画上非常に重要である。この河口処理工を行ったために生ずる二次的な問題点としては，治水上の問題として，河道延長の影響，波浪の侵入・高潮の侵入および海岸侵食，利水上の問題として，海水遡上による塩分濃度の上昇，平水位と地下水位の低下および河川・海岸構造物や漁業に対

する影響などがある。

ここでは，以上のような河口閉塞が解消することによって発生する河口付近の河道掘削による塩分遡上，波浪の侵入と河道の安定性等を検討するための現地調査法の質問事項について述べる。

1. 河口部河道掘削による河口河積維持と問題点

(1) 河口導流堤による河口河積維持と問題点

河口は，河川流のみならず海からの異質な作用を受ける。よって外海に面している河口では，掘削によって砂州を取り除いても，導流堤内水深が浅ければ，波による汀線に直角方向の土砂移動によって，導流堤内に砂州が短時間で発生し，水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は，波の波形勾配 H_0/L_0，材質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/W_0$（W_0 は底質の沈降速度），河口地形の初期形状，導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが，由本は[1]現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係，河口模型実験例から，導流堤間水深が 4 m以上あれば，その水深は 1 年ぐらいは維持でき，2～3 mでは強波浪時に浅くなることがあり，2 m以浅では砂州の発生を見るとしている。

また，河口砂州の発生を防いだとしても，現状において安定している河床を低下させれば，河川からの流出土砂によっても，河口の場合には土砂が堆積するので，その堆積速度を把握し，維持浚渫を考えておく必要がある。この河口からの流出土砂が，海岸漂砂の供給源となっている所では，浚渫土砂を河口部汀線付近に補給しなければ，河口部付近の海岸侵食の原因となろう。

一般に河床材料が 0.5mm 以下の緩流河川では，浚渫河道はある程度長い期間維持しうるようであるが，扇状地性河川や，粗砂の河床材料を持つ河川では河床変動速度は早い。特に掘削河道がその河川が持つ動的な平衡河床高と大きく離れている場合には堆積速度は早くなる。河口近くの河床高や勾配を決める支配流量を Q で代表し，河口部で川幅の変化がないとすると，動的平衡状態では，河口の水深は等流水深となり，

$$h = \varphi^{-2/3} \cdot g^{-1/3} \cdot B^{-2/3} \cdot I^{-1/3} \cdot Q^{2/3} \quad \cdots\cdots (1)$$

となる。ここで φ は流速係数で U_m/U_*，I は勾配，Q は平衡状態を決める支配流量である。Q の値は，河川の特性によって異なるが，年一回洪水流量程度と考えられる。通常の河口は砂州等によって河口幅が狭められているので，砂州上流での水位のせき上げにより，川幅一定の場合の動的河床高より河床高が高くなっているため，導流堤によって砂州の発生を防ぐことができれば，砂州上流の河床高は多少低くなるが，河川自身では，上述の水深以上にはなりえず，河床をより低くする場合には河道掘削にたよるほかない。

河床掘削後の河床変動速度を知るには，種々の問題点があるが，河口近くの河床変動計算を行う必要があろう。河床変動計算に当っては，数１０年間ぐらいの流量時系列での河床変動量把握，河道の動的平衡河床を決めると考えられる年１回，数年に１回の洪水流量に対する動的

平衡河床の把握，および計画洪水に対する河口部の洪水時の河床変動を把握しておく必要があろう。なお河床変動計算を行う場合，流砂量式が必要であるが，現在ある流砂量式の精度はあまり良いものではない。流砂量式として種々のものがあるが，これをそのまま流砂量式として使うことは危険が大きい。それゆえ計算式と実測値との検証計算を通じて流砂量式の補正をしていく必要があろう。

(2) 河口部河道掘削による河道安定性を検討するための調査項目

河口現象は種々の要素が作用し合った結果として生ずるものであるから，主要な要素についてはすべて調査することが肝要である。とくに波浪観測など海域での調査は危険と困難を伴うものであるが，一面的な調査に終らないよう配慮しなければならない。河口処理工に必要な具体的な調査法については，河口処理対策指針(案)[2] を参照していただき，とくに(1)で述べた現象を把握するための資料と調査項目は，

ⓐ 河道の縦横断形状および平均河床，最深河床高経年変化
ⓑ 海部深浅図および汀線位置経年（季節別）変化
ⓒ 平水時の河口開口部縦横断形状
ⓓ 出水あるいは異常風浪来襲前後の河口部縦横断形状と海部深浅図
ⓔ 河口砂州消長図（形状・砂州高）
ⓕ 河床材料縦断変化
ⓖ 河川からの流出土砂量（年間流出土砂量とその粒径）
ⓗ 砂利採取量
ⓘ 河口付近の波浪特性（波高，波向，周期）
ⓙ 風速，風向特性（とくに異常気象時の風速，風向）
ⓚ 流量，水位（入退潮量，平水時および出水時）
ⓛ 潮位（平均潮位，朔望平均干満潮位，気象偏差）
ⓜ 沿岸漂砂の量および方向

等である。これらの資料のうちとくに強波浪時の波浪特性と河口砂州形状・砂州高，河口部海岸の地形変化および河口部の水理量（流量，河口水位，潮位変動）や，洪水時の水理量と河床変動量，流出土砂量および河口部・海岸の地形変化等について明らかにする必要がある。なお今後行われる調査にあたっては，得られた資料の精度と補正方法・諸量の計算方法，図と表のまとめ方，他の諸量との相関，比較などを考慮して位置や範囲を決める必要があろう。また河口付近における波浪諸元の性質を知るために，隣接海岸における波浪記録が一般に用いられているが，その地点と当該河口部との両者に地形条件，気象，海象条件が異なる場合もあり，河口部で波浪観測を行い，両者の相関が悪い場合や河口部の諸現象との関係を精度よく把握するためには，独自に波高計等を設置して観測することが望ましい。

2. 河口部河道掘削による塩水遡上と現地調査法

(1) 塩水遡上現象と影響要因

河口は塩水と淡水の混合の場でもある。河口砂州は河口の幅を狭め，塩水の侵入を防いでいる。河口砂州を取り除き，河道掘削することは塩水の侵入距離を長くし，河口近くで取水しているような所では，水質が悪化し，取水位置の変更等を行わなければならない場合も生じる。従って河口処理前に河道内への塩水の侵入状況を予測し，利水等に影響がある場合には，その対策をしておかなければならない。塩水遡上の形態には弱混合（塩水くさび），緩混合および強混合型の3種に分類されることがよく知られている。しかし，これらの間には明確な境界が存在するわけでなく，潮位変動の小さい日本海側の河川では弱混合型が多く，潮位変動が大きくなると強混合型へと移行する。また，感潮面積の大きい河川ほど強混合型の特性が顕著になる。潮位変動量と周期は月令によって変化するので，混合形態もそれによって変化する。一般にこれまでの調査結果によると，低水時には，小潮後にその河川における最も弱い混合，大潮後にその河川における最も強い混合型が現われる。

塩水の遡上距離は弱混合のときが最も長く，強混合のときには短くなることが多い。潮位変動に伴って塩水くさびの長さと塩分濃度も変化し，くさび先端部の移動には，くさびの伝播速度および河床面の摩擦などが大きな影響を与える。このとき河床面のくぼみやみお筋などの効果により，下層高濃度の塩水層において混合が促進され，縦断的な濃度変化が生じる。上層の淡水層には，下層の高濃度の塩水が混入し，拡散によって濃度勾配を生じる。このようにして弱混合から緩混合型に，さらに緩混合から強混合型へと変化する。潮位変化が小さくなると，多少の位相おくれを伴って，逆の方向に混合形態が変化してゆく。このとき，過去の状態の影響が相当程度残存し，その履歴作用を無視できないといわれている。

流量の影響は，自流量と入退潮量とに分けて考える必要がある。入退潮量が大きい場合には，自流量の影響を無視しうることが多いが，裏日本などの潮位変化の小さい河川では自流量によって，くさびの遡上距離が大きく左右される。

河道内の塩分濃度およびその分布状態に影響を与える要素は，この他にも数多くのものが考えられ，これらの要素が複雑に作用し合うので，現在までの理論を用いて直ちにそれぞれの河川の種々の条件下で塩分状況を知ることは不可能な状態にあり，現地観測により，支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。

(2) 塩水遡上調査

ある時点における塩水遡上状況を知ることが目的である場合には，目的に合致した調査を実施すればよいが，多くの場合は河道掘削等による塩水遡上距離の変化などを予測するために行われる。予測精度はシミュレーション手法の開発の程度と現地資料による補正の程度とに左右される。予測手法には，強混合としての取り扱いと弱混合ないし緩混合として取り扱う方法がある。この限りにおいて，現地調査の目的は主として次の項目を知ることにあるであろう。

すなわち，

ⓐ 仮定の検証

ⓑ 初期値および境界条件

ⓒ シミュレーション結果の検証

ⓓ 予測精度の検討ならびに三次元特性に基づく補正

などでもろう。また河川水質に対する要請は変化しうるものであるから，可能な限り広い目的に対応しうる調査内容とすることが望ましい。

一般に，河道内の塩水遡上調査においては，

ⓐ 河道条件（横断，縦断，平面形および河口条件）

ⓑ 流量（自流量，入退潮量）

ⓒ 水位（各地点の水位の時間変化）

ⓓ 流水の三次元性（上層と下層の流速分布の縦横断変化）および舟だまり，湖沼等による流水の挙動

ⓔ 河口における海水の密度

などの基礎的な水理条件が与えられた場合に，

ⓐ 淡塩水の混合状況と混合形態

ⓑ 濃度分布（鉛直，縦断および横断変化）と境界面の位置

ⓒ 最上遡上距離（塩素イオン濃度でたとえば200 p.p.m となる地点）

ⓓ 任意の地点における塩素イオン濃度の出現頻度

などを，

ⓐ 大潮，中潮および小潮などの月令変化

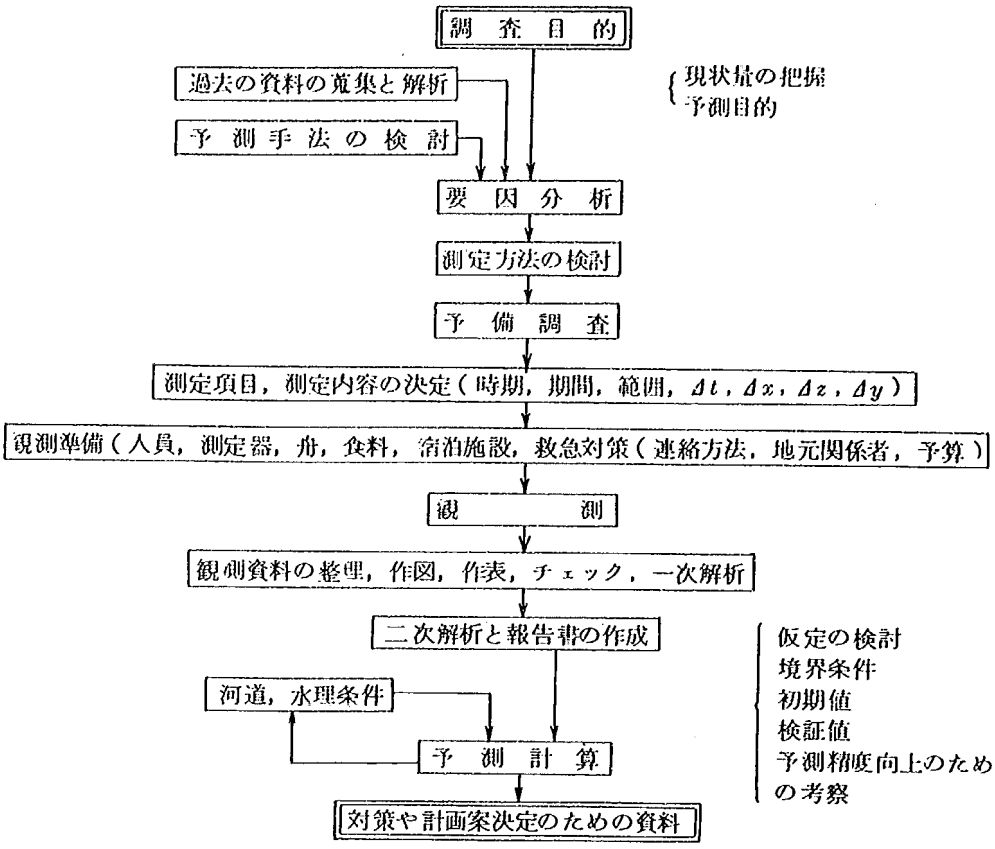
ⓑ 一潮汐変化

ⓑ 履歴現象の分離

の条件を考慮して調査することになる。この場合，風によって混合状況が変化し，海からの波によって河口条件が変化するので留意する必要がある。また流量変化に対しては，安定流量時の調査，洪水終了直後からの調査および場合によって洪水中のフラッシュ調査などが当面意義を有することになるであろう。

(3) 塩水遡上調査計画

現地調査計画は，調査目的にかなった全体のシステムの中での位置づけが明確になされたうえで検討される。図－1は全体のフローチャートの一例を示したものであり，各項目の具体的内容は個々の問題ごとに定められる。



図－1　塩水遡上調査フローチャート

一般に，調査に先だって蒐集すべき資料は次のようである。

ⓐ　河道の縦横断形状（200mないし250m間隔，感潮域）

ⓑ　平面形状（距離ぐい位置が明確に判明する大きさ）

ⓒ　河口部断面形詳細図

ⓓ　海部深浅測量図

ⓔ　みお筋経年変化図

ⓕ　平均河床高経年変化図（低水位下平均河床）

ⓖ　平均低水位経年変化図（量水標地点）

ⓗ　最深河床高経年変化図

ⓘ　砂利採取量

ⓙ　河床材料縦断変化

ⓚ　河口部砂州長図（航空写真など）

ⓛ　汀線変化（経年変化）図

ⓜ　下流河道における河川構造物調査（堰および床固等）

ⓝ　河口処理工調査および河口維持の方法（しゅんせつの有無）

⑥ 調査予定日付近の潮位時間変化図

⑦ 調査予定日前1ヶ月程度の日～流量曲線（日～水位曲線）

⑧ 水位～流量曲線（量水標地点，最近のもの）

⑨ 航空写真による表面流速分布の解析結果があれば参考とする

⑩ 過去の塩水遡上調査報告書

以上の資料のうち，不可欠な資料は，ⓐ，ⓑ，ⓒ，ⓜ，⑥，⑦，および⑧である。⑩にあげた過去の塩水遡上に関する調査資料がない場合には，大略の遡上距離の特性を予備調査などにより把握しておく必要がある。

つぎに調査期間またはその付近の資料として必要なものは以下のようである。

ⓐ 河口付近の平面および横断測量

ⓑ 流視により水位～流量曲線のチェック，および仮水位標のよみとの相関関係の把握

ⓒ 検潮所潮位記録

ⓓ 風向，風速記録

ⓔ 波高，周期，波向記録

ⓕ 河口付近仮ベンチ標高のチェック

これらの資料のうち，特に河口部幾何学形状は変化が激しいので必ず実測することが必要である。また河口付近は，地盤沈下量が意外に大きい所が多いので留意が必要である。以上の予備または補足調査資料の蒐集，実測およびその検討は非常に重要なものであり，これにより本調査結果が左右されると言っても過言ではない。本調査における測定項目は次のようであり，通常の実測には波の影響の少ない日を選ぶとよい。

ⓐ 塩素イオン濃度分布と水温分布および調査地点水深

ⓑ 流向，流速分布および調査地点の水深

ⓒ 水位（潮位，仮量水標および量水標地点）の時間変化

ⓓ 風向，風速，しおめ等，その他の関連現象

なお，これらの測定の時間間隔および距離間隔は，連続現象の連続性が明確に表現できるように定める。測定精度がよくない場合にはその間隔を細かくする。時間間隔は測定に要する時間にもよるが，おおよそ3時間程度にとるのが普通である。このほか一，二の定点において，連続測定値が得られることが望まれる。

横断方向の測点数は，あらかじめ予備調査により横断特性を把握し，代表地点を選定し一点のみに限定でできれば最良である。ただし，河口付近から海部にかけての一帯，大きなわん曲部，死水域（貯留部），取水口付近，および分，合流点付近は横断変化が大きいので留意する必要がある。また，みお筋の発達している河道では，海水がみお筋にそって遡上する特性があるので，とくに瀬の部分で一見塩素イオン濃度が極端に低下する場合でも，その上流において再び高濃度の塩水が出現することがある。したがって，くさび先端付近では横断方向の塩水追跡調査が必要である。縦断方向の測定点は全長にわたって等間隔とする必要はない。大きな変化がみられるのは河口付近，先端部付近，断面急縮急拡部，およびその他特殊な条件を有する

部分である。したがって，そのような区間を詳しく調査しておけばよい。河口から海部にかけての一帯は混合が激しく，横断変化も大きい場所であるが，境界条件を与える必要から，特に詳細な調査を必要とする。鉛直線上の測定点も等間隔とする必要はない。通常の河川においては，濃度および流速の変化が小さい部分では1 m程度の間隔とすることができる。しかし二層流の場合に，境界面付近では25 cm程度の間隔とすることが望まれ，流速測定では少なくとも下層における流速ゼロとなる点はおさえておくことが望まれる。過去の実測例ではこの点で間隔が大き過ぎる例がみられる。

測定期間はほぼ一定流量となる時期を選び，月令変化を把握できるように計画する。過去の実測資料では大潮時のみの実測が多いようであるが，最長遡上距離を知る目的の場合には，むしろ上・下弦（小潮時）直後が重要である。もし実測回数に制限のある場合には，このような特性を考慮して計画をたてる必要がある。これに対して潮位変動の小さい日本海側の河川では月令の影響をほとんど考慮する必要はないようである。1回の測定では1潮汐を包含するように24時間観測が望まれる。

なお塩水の遡上調査は，通常の測量業務とは異なった面もあり，研究的な眼で現象をみつめる必要もある。実際の観測には，測定員の技術判断を要する点も多く，事前の研修を不可欠とする。また，観測値に現われない三次現象や，測定の距離的および時間的間隔でもれてしまい，把握できない重要な現象もある。風と波の影響も観測値の精度に現われる。したがって，調査責任者は観測期間中，現場をくまなく観察し，また観測員との連絡を十分にして適切な指示を与えられる体制をととのえておくことが重要であろう。

3. 河道掘削による波浪の侵入

(1) 波浪の侵入

河口に存在する河口砂州や河口前面のBarは，河道内への波浪の侵入を防いでいる。もしこの河口砂州を取り除き，河口水深を深くすると，波は河口で砕波することなしに河道内へ侵入し，護岸・堤防などの河川構造物に被害を与えることになる。河道内で波がどのように変形し，波高がどのくらいになるかは，海浜形状，河道形状，河川流量，河川構造物，密度流等の影響を受けて複雑に変化し，それらをすべて見積ることは不可能で，現状では一部の効果を無視した把握しかできない。密度流の効果を考えない場合は，無歪の模型によりいちばんよい答を得ることができる。

これまでの模型実験結果によると，河道内への侵入波として砕波ぎりぎりの波がいちばん危険な波と考えて良いようで，これより大きい波は沖で砕波し，河道内侵入波高は砕波ぎりぎりの波より小さい。波の侵入高を把握する場合の水位は，高潮時には波浪が大きいから，計画高潮位とし，計画波浪としては，一般に観測波浪の1／3有義波の最大値を取ればよいが，河道内への波の侵入高評価のためには，河口で砕波しないで侵入する最大波を取っておけば十分な場合が多い。

(2) 波浪の侵入を検討するための現地調査

外洋より来襲する沖波は，河口部に接近して，河道内に侵入する過程において種々の変形が

行われる。変形の内容は，波高，波長，進行速度および波向などであって，周期の変化はあまりない。河道形状があまり複雑でない場合で，かつ波浪の局部的現象でなく，全般的な傾向を把えるという面にとどめれば，これまでの実験結果より各要素の波の変形について，これらを合成して河道内の波の変形を計算にて求めることが可能である。この河道内波浪侵入の計算法については，河口処理対策指針(案)[2]や文献[3]に述べられている。その方法は，卓越する波高(周期)，入射方向を想定し，河口部に到達する波浪を推算して，河道内波浪侵入計算により，河道内進入波高，波の堤防への打上げ高を推定する。したがって波浪侵入を検討するために必要な現地調査と資料は，気象，海象特性と地形特性などである。これらのものは，

ⓐ 河道の縦横断および平面形状

ⓑ 河口部断面形詳細図

ⓒ 河川構造物調査

ⓓ 海部深浅測量図

ⓔ 河口部の波浪条件(とくに異常風浪時の卓越波高，波向，周期)

ⓕ 風速，風向特性(とくに異常気象時の風向，風速)

ⓖ 潮位(平均潮位，朔望平均干満潮位，気象偏差)

等である。ただしこれらの調査項目は，最小限必要なものであり，河口処理の目的に対応しうる広い調査内容とすることが望ましいことは言うまでもない。また計画波を決めるためには，実測値をもとにするのが最もよい方法であるが，実測値が少ない場合・風の資料を用いて計算されることが多い。

〔参考文献〕

1) 山本晃一：河口導流堤に関する一試論，土木技術資料17−1 (1975)

2) 河口処理対策指針(案)：建設省河川局治水課，土木研究所河川部 (1975)

3) 須賀堯三，松村圭二：河道内遡上波浪の推定法，土木技術資料16−6 (1974)

(河川研究室)

3. 河川・海岸等の設計施工に関する問題点

3－1

可動堰下部工の設計について	（54. 九州）

（質　問）

① 直接基礎の場合

(イ) 可動堰の下部工設計における水叩きの部材厚は揚圧力に対して浮上が起こらないようコンクリート重量を2.35t／m^3として計算し求めておりますが，さらに岩着以外は不等沈下等をも考えて用心鉄筋程度を配筋することにしております。この際の鉄筋量の目安としてどの程度を考えておくべきか御教示載きたい。

(ロ) (イ)の場合のコンクリートの指定強度は鉄筋が用心鉄筋ということでσ_c＝160kg／cm^2としておりますが問題ないか御教示願いたい。

② 杭基礎等の場合

(イ) 杭基礎等の可動堰の下部工設計においては鉄筋コンクリート構造を原則としておりますので①－(イ)と同じ要領にてコンクリート重量を2.5t／m^3として計算し求めてさしつかえないか御教示載きたい。

(ロ) (イ)の場合のコンクリートの指定強度は鉄筋構造物としてσ_c＝210kg／cm^2で問題ないか御教示載きたい。

（宮崎県土木部）

（回　答）

① 直接基礎の場合

(イ) 水叩きは，最も大きな浸食作用をうける所であり，堰本体を保護する目的からも鉄筋コンクリート構造物によるのが原則とされております。それゆえ，地盤が良くて水叩きを直接基礎で施工できる場合でも，用心鉄筋を若干多めに配筋し，ダブルに配置するなどの必要があると思われます。

(ロ) 御質問中の指定強度は現示方書では設計基準強度（生コンの場合は呼び強度と考えてよい）という言葉が使用されております。

水叩きに使用されるようなコンクリートは，耐久性の面からその配合を定めるべきと思われ，水セメント比はAEコンクリートで70％程度以下とする必要があると思われます。

通常の材料を用いる場合，σ_c＝160kg／cm^2のコンクリートはW／C＜70％をほぼ満足すると考えられるが，骨材の品質など地域によって異なるのでσ_cの決定に当っては，この点について考慮する必要がある。

② 杭基礎の場合

(イ)および(ロ)について，御提案の方法でさしつかえないと思われます。

（基礎研究室）

3－2

水路トンネルの調査方法について　（52. 沖縄）

（質　問）

利水用導水路としてダム間連絡の調整水路を延々数kmにわたり計画施工中である。今後，後発ダムでも考えられるものであるが調査方法について御教示願いたい。現在施工におわれている所もあるが，ルート沿いの測量，地表踏査，物理探査程度で調査，計画し施工しているが，施工にあたり，かなりの精度で弱層，断層等が予測されているものの，予測以上の不良岩盤に出合ったり，湧水による崩壊に出合ったりで，建設工程が上らない場合もある。又，湧水によって沢水の枯渇を生じたりする場合もあり，トンネル築造における調査方法と沢水枯渇に対する対処事例がありましたら合せ，御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

1. 地質調査

水路トンネルの地質調査方法は，道路トンネルの地質調査と大きな相違はない。とくに流量の大きい大断面の水路トンネルについては全く同じといってよい。

トンネルの地質調査はダムの基礎岩盤の地質調査と異なり，一般に精度が粗く，トンネル掘進個所の岩盤状況を直接に把握認識できるような部分は非常に少ない。主として間接的な調査手法によって地質構造，岩質，湧水を予測し，もっとも適当と考えられる計画線を選定し，施工方法を想定した上で設計が行われる。

調査事項と調査方法を表－1に示す。

既存資料調査とは，計画線付近の地形図，空中写真，地質図，調査および工事記録を入手し，調査の事前に予測をたて，調査計画をより効率よく実施するのに非常に役に立つものである。空中写真判読は，地質構造線，風化状況などを暗示してくれるだけでなく，地すべりや崩壊の有無，地形や植性の判読による工事計画の立案にも非常に有効である。一般に概略計画のための地形図は，空中写真測量によって作成されるので，調査の初期段階から1／2万～1／1万程度の空中写真が準備されることが多いが，国土基本図作成のための空中写真がほぼ日本全国をカバーしているので（国土地理院，1／2万，1／1万），それを利用することができる。

表－1　トンネルの地質調査

調査事項	地質調査法 ＼ 調査目的	既存資料調査	地質踏査	弾性波探査	電気探査	磁気探査	ボーリング調査	ボーリング孔内試験	岩石等の試料試験	水文調査	試験坑調査
表層堆積物	坑口付近や土被りの小さい区間の地すべり，崩壊等の有無およびその挙動	◎	◎	◎	△		◎	○	○	○	△
岩質	施工法（トンネル掘進機，発破工法）の選定，骨材等の適否	○	◎	◎			◎	△	◎		
地質構造	断層破砕帯，しゅう曲構造，変質帯，等の性状把握	◎	◎	◎	△	△	◎	○		○	△
地下水	トンネル湧水および渇水に関する調査	◎	◎	△	△		◎	◎		◎	△

注　1）◎：特に有効な調査法
　　2）○：実施した方がよい調査法
　　3）△：特殊な場合に必要な調査法

地質図については，概略的な予備知識を得るには，各県別1／20万地質図がもっとも簡便である（沖縄県については，大阪府と共に未出版であるから利用できないが）。

その他，学術的研究や公共事業のための地質調査の記録を入手して参考とすることもできる（これは地質コンサルタントの役割であろう。沖縄については，過去の非常に優れた学術的研究の結果による1／5万地質図が存在し，占領下のアメリカによる調査資料も存在する。）

とくにトンネル工事の場合には隣接地域や，類似の地質構造の地域の工事記録があれば，工法の選定や湧水の予測に非常に役に立つ。（沖縄においては，過去に長大トンネル建設の事例がないが，地質構造的には南九州，南四国，紀伊半島南部および大井川流域などの砂岩，粘板岩互層地域の記録が有力な参考になるはずである。）

地質踏査は，トンネルの地質調査においてもっとも基本的な手法であり，地質構造解析のためにもっとも重要な方法といえる。一般に計画線が選定され，比較案との優劣を判断する段階では1／5,000程度の地形図を基図として踏査が行われ，地質平面図および断面図が作成される。

しかし，踏査はあくまで地質露頭の観察にもとずくものであるから，踏査の困難性，表層堆積物の厚さ，風化の深さなどによって精度はいちじるしく劣ることがある。まして，地山深い所の地質

構造を判断することは非常に困難で，実際のトンネル掘削時に調査時点の予測と異なるということがおこる。しかし，地表踏査の段階では，トンネルの工法の変更を生じないように，突発的な大湧水があるかどうか，掘削・支保・巻立の施工をいちじるしくおくらせるような地山状況かどうかと判断する眼で実施されるべきである。ただ漫然と地表を歩き回って露頭を追っかけただけでは，トンネルの工事に実際役立つような調査にはなり得ない。支保工にかかる異常な荷重や，工事に支障を与えるような湧水は大規模な断層破砕帯によって生じることが多いし，表層堆積物との境界部や地山岩体の極度な異方性によることも多い。また，このような状況を事前に予測できなかった場合のトラブルがもっとも大きくなる。

沖縄本島北部の導水トンネルの場合には，粘板岩～千板岩の片状構造がいちじるしい異方性岩盤となり，断層の数も多いのではないかと判断される。現地が原生林であり，表層はかなりラテライト化した風化がいちじるしく進行していると思われるので踏査は平均以上に困難であると思われる。むしろ，空中写真による微地形や線状構造の判読を詳細に行ない（かなり判読に熟練した地質技術者による），それから弾性波探査測線を有効に引いた方が良いと思われる。必要とあれば，通常の調査個所より多くの垂直および水平ボーリングも実施すべきであろう。

弾性波探査は計画線調査段階では短期間に広域の地質構造を（とくに地質断面図として）把握することができるのでよく実施される方法である。地山内部の地質構造の予測がたち難い条件では非常に有効な方法であるが，注意すべき点は，弾性波探査で得られる情報は，弾性波伝ぱ速度の絶対的あるいは相対的な値であり，そのことが直接岩盤（地山）の工学的な性質を示すものではないということである。地山の岩質が少し分っている段階で，その岩体の新鮮な場合の速度を想定し，現実の測定値との間の差異が，どのような条件によって生じたかという解析をすべきである。そのような理解にもとづく解析から，もっとも有利な計画線の選定がなされ，設計・施工に役立つ情報を提供することができるものであろう。一般的にいって，弾性波探査において解析が困難な事項として次のような例が考えられる。

表－2　弾性波探査において解析困難な事項

①　異なった地層で速度がほぼ同じ場合の地層の区分
②　走時曲線に現われない速度層が存在する場合
③　測線の近くに，これとほぼ平行に早い速度層が存在する場合の測線下の真の速度
④　破砕帯や軟弱層等が緩やかな傾斜をなす場合の傾斜角
⑥　断層や岩脈等の傾斜角
⑥　低速度はさみ層の存在
⑦　飽和，含水している場合の新期の地層（沖積層，洪積層，新第三紀層）の判別
⑧　初動の読み，起振時刻，中間層や基盤層の速度値，地形の複雑性，等による深度計算上の誤差（最大10～20%）
⑨　地形，基盤面の急傾斜によって生ずる速度値の補正
⑩　異方性を有する地層の速度値の算定および速度と岩石強度との関係

沖縄本島北部の場合には，測線の方向が地層をクロスする方向か平行に近い方向かによって生じる速度の相違をよく把握し，速度減を生じる原因が，岩層のゆるみによるものか，風化によるものか，破砕帯によるものかの判断をする必要があろう。湧水個所の弾性波探査による予測もこのような立場から行われるべきであろう。とくに沖縄においては，弾性波探査の解析者は現地をよく事前に踏査して，上記のような原因をよく判断した上で解析すべきであって，そのようなことがおろそかにされた場合には，解析の精度に疑問を生じる恐れがある。

ボーリングは，長大トンネルの場合でも，ポータル付近に集中し，地山深部ではトンネルのフォーメーションまで達しないことが多い。トンネルの場合は踏査や弾性波探査による間接的な調査を補足し得る調査方法はボーリングに限られているようであるから，できるだけ数多く実施するのが望ましい。とくに表層堆積物や風化部分が厚いと想定される場合（垂直，斜，水平方向のいずれか）や，湧水調査のために地下水位や湧水量，湧水圧の測定を必要とする位置では是非ボーリングを実施すべきである（この場合は垂直方向）。弾性波探査測線の交点においても実施する方がベターである。

沖縄においてはやはり標準よりボーリングの数や深さについて多く必要とする地質条件であると思われる。

2. 湧水調査

トンネルの施工において湧水が最も困難なトラブルを引きおこすので湧水の調査は入念に行う必要がある。湧水を定量的に予測することは困難であるが，湧水個所や湧水の多少，影響範囲等はある程度予測できる。調査方法としては地質調査にもとずく方法と水文調査にもとずく方法とがある。

地質調査にもとずく方法はこれまでのべてきた一般的な地質調査方法と同じ手法によるもので，踏査や物理探査によって滞水層や透水層の拡がりや層厚を推定し，さらにボーリングや湧泉の調査によって地下水位，湧水圧，透水係数等の水理定数を求めて総合的に予測する。

水文調査にもとずく方法は広範な流量調査によってその地域の水文的特徴，すなわち表流水の侵透，地盤の保水性等を検討するものである。

岩種や岩質と湧水量との関係，土被りと湧水量との関係，等は過去の実線調査においてもその関連性は極めて乏しい。つまりトンネルの湧水は多分にランダムであり，局所的な地質条件によって大きく変ってしまう特徴がある。特に断層や他の不透水層の背後からの突発的な湧水等は予測できなかったものが多く，想像を絶するものがあり，坑口湧水量で 210ℓ/min が観測されている。

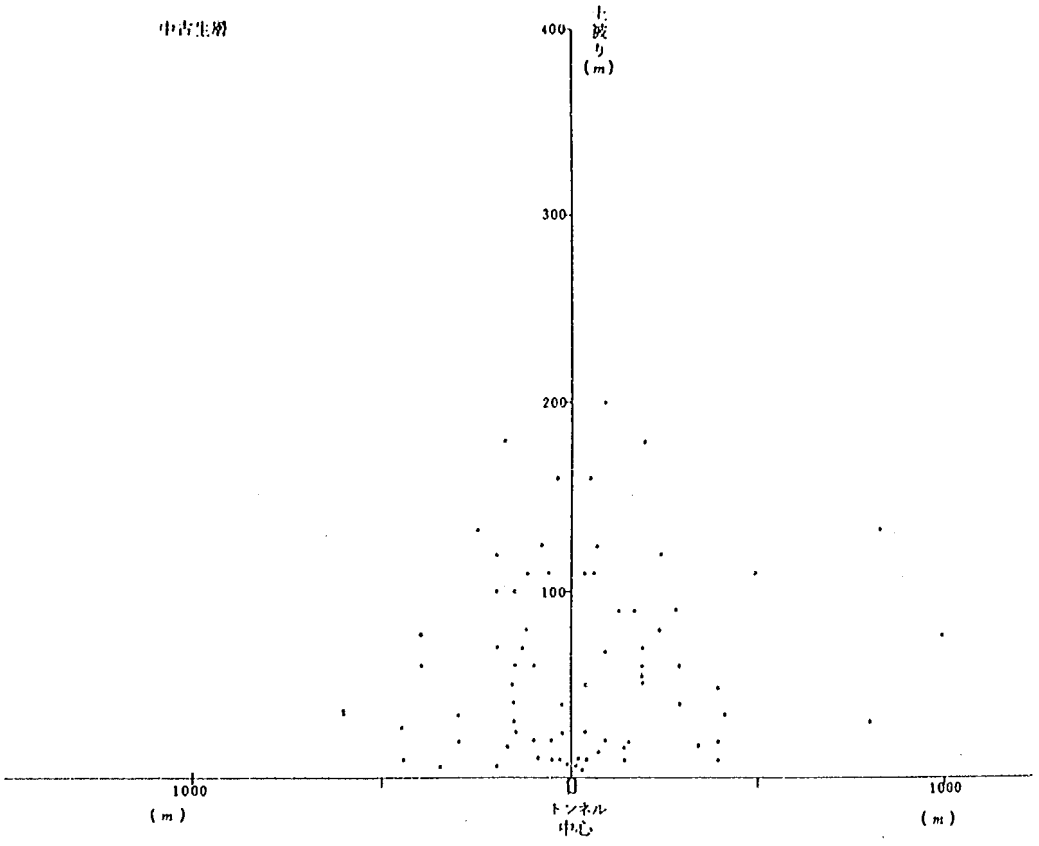
中性層や古生層からなる地山中のトンネルにおける比湧水量は比較的大きく，0.1~3ℓ/min/k㎡位である。ただしこれは貫通時の坑口湧水量をトンネル延長で割ったもので上記のような突発的な湧水量とは異なる。

3. 湧水

トンネル周辺の湧水は大きな問題となる。中生層や古生層の湧水範囲はトンネルとの比高が50～80mで最大となり湧水範囲が1,000mに達する。比高が大きくなるにつれて湧水範囲が狭まくなり，比高200mでほとんど影響がなくなるようである。（図－1）

トンネルにおいては湧水をグラウト等で永久的に止めることは，ほとんど不可能である。トンネ

ルの土被りが大きい場合に柱覆工に水圧がかかり破壊される恐れがあるので排水工を行うのが一般的であり，排水を十分行っても地上の植物が枯死することは少ないといわれている。



図－1　岩質と湧水位置の関係

湧水が問題化した件数は飲料水（約50％）と農漁業（約40％）関係が大部分を占めている。これらの問題に対する補償措置としては金銭補償も若干みられるが，水源を他に求めて補給しているのが大多数のようである。

トンネルの掘削によって引きおこされた湧水問題の事例としては，新幹線の福岡トンネル，中山トンネル，在来線の旧丹那トンネル，塩尻トンネル等，道路トンネルでは新神戸トンネル等がある。

4. 参考文献

1）トンネル標準示方書（山岳編）　土木学会（昭52）

2）土木地質学　宮崎政之，高橋彦治　共立出版（昭45）

3）トンネル工事ポケットブック　斉藤ほか　山海堂（昭47）

4）トンネルの湧水予測に関する研究　菅原　捷

（地質研究室）

3－3

水路トンネルのライニング厚の決定について　（52. 沖縄）

（質　問）

トンネルのライニング厚についてはトンネル標準示方書，土木工事標準歩掛等を参考に地質条件を加味して決定しているのが現状であるが，ライニング厚決定における理論的裏付について御教示下さい。又ライニング厚決定に関連し，内空断面形状とも関連すると考えられるが，地質条件と内空形状とライニング厚との関係，施工上及び水理上からの内空形状選定要素についても合せ，御指導たまわりたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

トンネルのライニング厚決定の方法については，現在理論的に確立された方法はなく，経験および実績あるいは施工途上における各種の計測，観測の結果から判断によって決めている。土木学会制定の「トンネル標準示方書（山岳編）・同解説」（昭和５２年版）においても，“覆工の設計巻厚は，トンネルの幅のほか，地質，水圧，覆工材料，施工法，等を考慮して定めなければならない”とし，“鋼アーチ支保工を用いたコンクリート覆工の設計巻厚は，特別の場合を除き表の値を標準として良い”として表－１を掲げている。表は実績調査の結果からまとめたものであり，地質，トンネルの断面形状等はパラメータとして入っていない極めて大雑把な値しか与えていないことになる。

表－１　コンクリート覆工の設計巻厚

内空断面の巾（m）	コンクリート覆工の設計巻厚（cm）
2	２０　～　３０
5	３０　～　５０
１０	４０　～　７０

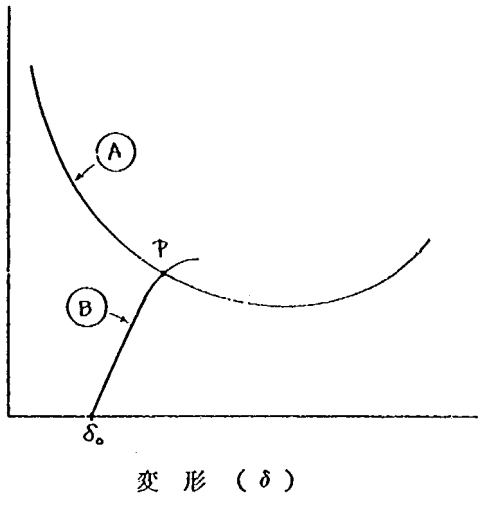
これは覆工厚決定の現状を示すものであって，覆工厚決定に関係すると考えられる各種のパラメーターが覆工厚にどのような影響を持つか明らかにされていないためである。

このように覆工厚の決定が曖昧な理由は覆工に作用する荷重の把握がむずかしいこと，荷重が把握されたとしても覆工と地山との相互関係が複雑で解析がめんどうであることなどが主な理由と考えることができる。トンネルの覆工の合理的設計を考える場合は，作用荷重とそれによって生ずる応力が許容値以下になるかどうかというような検討では不十分であって，地山中にトンネル掘削によって生ずる応力の再配分と地山の安定を検討しなければならない。

トンネルを掘削すると，掘削面の応力が解放されるため地山中に存在していた応力状態が変り新しい応力状態となる。これを応力の再配分というが，応力の再配分の結果生じたトンネル周辺の応

力が地山の強度を越えなければ，トンネルは安定であって覆工は必要としない。勿論，通常の場合は発破等の影響によってトンネル周辺の地山はゆるむであろうし，また，力学的な不連続面を持った岩塊が重力下に置れれば，不連続面の位置によっては岩塊がゆるんで落下しようとするから，これを防ぐための支保工あるいは覆工が必要となる。これが一般にゆるみ荷重といわれるものであって，施工の方法や節理等の状況によって複雑に変化する。ロックボルトなどによって岩塊相互の一体性を保つようにすれば，地山自身で安定を保つことが可能であり，覆工に作用する荷重は零とすることもできる。

一方，応力の再配分によって生ずるトンネル周辺地山の応力が地山の強度を越えれば，トンネル周辺地山は破壊あるいは塑性変形を起し，トンネル内空が狭ばめられるようになる。トンネルを安定なものにするためには，地山をささえて変形を拘束するか，あるいは，塑性状態でも安定が保ち得るようになるまで塑性領域を発達させざるを得ない。このような状態で覆工を設けた場合に覆工に作用する地圧をゆるみ荷重とは区別して真の地圧と呼ぶことがある。真の地圧が作用する場合は，トンネル壁面の変位量と地圧とが関係するようになり，一般に図－1に示すような関係が概念的に考えられている。図の縦軸は地圧で，横軸が変位である。曲線Ⓐが地圧と変位との関係を示すもので，変位が大きくなれば地圧が低下するが，ある点を過ぎれば逆に大きくなる。これは，地山の変形がある程度以上進むと地山の緩みにより強度が低下するためであるといわれている。曲線Ⓑは覆工の荷重変位曲線であって，地山の変形がδ_0（これは掘削してからの時間で表現することもできる）進んだ状態で掘削面と密着した覆工を施工することを仮定したものであり，曲線Ⓐとの交点Pにおいてトンネルは安定することになる。



図－1　トンネル壁面の変形と地圧の関係

以上のようにトンネルの覆工に作用する荷重は，地山の初期応力状態，地山の特性，覆工の特性，覆工の施工時期などによって複雑に変化するので，その設計を荷重を比較的把握しやすい構造物と同じようには取扱い得ない現状である。仮りにある荷重を仮定して設計計算を行っても，覆工厚決定の重要な判断材料とはなるが，これによって覆工厚を決定することはできない。

また，覆工厚は作用する荷重条件によってのみ決まるのではなく，覆工の荷重支持機能以外の目的，施工性，耐久性を考慮することが重要で，最小覆工厚は施工性から，覆工の配合は耐久性から決まるのが普通である。

従って，トンネルの覆工厚は，実績を参考にして仮に定め，施工途上において，必要があれば，

施工性や力学的な挙動を参考としながら最適なものに近づけていくようにするのが最も確実であるといえる。

内空の形状が覆工厚に与える影響については，覆工の形状がなめらかな曲線で連続する場合は，覆工厚として標準的覆工厚を用いることができるものと考えられており，形状と覆工厚との関係は特に考慮しない。ただし，地質が悪くなって側圧が作用するようになるにしたがって，トンネルの形状は馬蹄形から円形に近付けるようにする。

水路トンネルの断面形状は，通水能力，損失，場合によっては洗掘，摩損など水理上の条件，施工性，地質条件および将来の維持点検などを考慮して決められるが，施工性および将来の維持点検の点からは馬蹄形が一般に望ましいといえる。

なお，一般のトンネルでは覆工にある程度のクラックが入ったからといって，それがただちにトンネルの安定に影響するということはないため，クラックの発生を放置することがあるが，水路トンネルでは，覆工のクラックは漏水の直接の原因となり，漏水は覆工背面の地山を地質によっては洗い流して，偏圧や崩壊の原因となることが考えられるので注意が必要である。このようなことが予測される場合はいたずらに覆工の厚さを大きくするよりも，裏込め注入を十分に実施したり，鉄筋コンクリートとするのが良い。施工継手も同様のことが考えられるので配慮が望ましい。

（トンネル研究室）

3－4

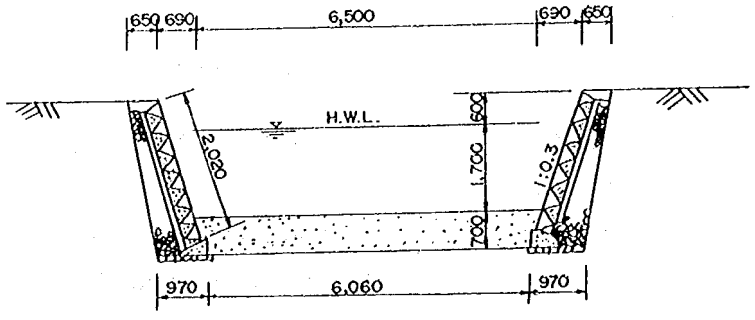
流路工における底版コンクリート厚さの決定根拠について

（54. 九州）

（質　問）

昭和52年度より御池川流路工として三面張（下図参照）を逐次施工している所でありますが，底版厚さ（0.7 m）の決定根拠が明確ではなく，経験工学的要素で決定している現状でありますが厚さの決定目安でもあれば御指導願いたい。

標準横断図　S＝1／100



計画流量$Q = 46 m^3/s$

縦断勾配＝計画 1／10～1／60

土石流粒径＝25cm～35cm

（宮崎工事々務所）

（回　答）

流路工の底版コンクリートの厚さを決定するための理論式は現在のところまだ得られていない。通常は３０cmあれば充分だと思われるが，活火山地区の流路工のように年に何回も大きな土石流が通過するところでは，摩耗がはげしいために破壊されるので富配合のコンクリートを用いて厚みを増す必要がある。

ところで流路工の実施条件として上流々域における砂防が進捗し，計画流出土砂量に対して原則として５０％以上完了した後に計画するとされているように本来土石流や転石を混じる流れを想定しているものではない。したがって厚みも強度も力学的な解の形式ではなく施工性から決ると考えた方が良い。したがってまえにのべた３０cm厚も，無筋の版として安定であろうと思われる２０cm程度に１０cmのすりへりしろを加えたものと解釈できる。このことを考えると活火山地帯の流路工は特殊な例といえるものである。云うまでもなく土砂を含む流れは計画どおりに流れるとは限らないので流路工を施工したあとも観察が必要である。

桜島のデータを参考までにあげると土石流１回通過毎に2.2cmのすりへりがみられた。底版の厚みは当初の厚み３０cmを５０cmにし，現在では１mとしている。

（砂防研究室）

3－5

浮遊土砂の処理について　（52. 沖縄）

（質　問）

表土が降雨により，赤土砂となって河川，海岸に流出し，支障を生じていますが，他地域で浮遊土砂の処理対策工を実施し，好結果が得られた々所がありましたら，御紹介願います。

（沖縄総合事務局河川課）

（回　答）

沖縄のように流域の広範囲にわたってパイン畑から表土が流出するような大量の漂遊土砂に対して有効な処理対策工の実例はない。ダム工事，土砂採取等に関連して濁水処理として，沈殿池，薬品処理等の施設を設ける例は多いが，これらは全て使用水量が少なく強雨時の河川流出を対象とすることは不可能である。

対策としては，侵食地での土壌からの発生を極力少なくすることにつきる。パイン畑での機械力による耕作方法と，それによって生ずるガリ侵食の実態や対策手法については既に多くの調査が実施されているので[1)]ここでは特に述べないが，沖縄海洋博造成工事において，海岸への土壌流出対策を検討したときの対応策についてふれておく。

土壌流出防止対策において考えられた基本方針は次の如くである。

１）流出量の抑制

表面流出が生ずれば土粒子が浮遊され，河川へ流出する。従って降雨をできるだけ土壌に浸透

させ，直接流出を発生させないことが肝要である。このための方策としてⅰ）裸地をつくらないこと。ⅱ）土壌の上にコラルサンドを敷き均し，表面流出抑制と浸透促進の効果を図る。ⅲ）道路に側溝を設けず周辺の土地に湛水させる。

2）緑地帯の造成

海洋博造成地と海岸の間に自然の植生地を保護し，この間で赤土を浮遊した表流水を浸透させる。

3）沈殿池による浄水

人工的に造成された排水路の末端では，小規模な沈殿池を設け薬品処理により放流水の浄化を図る。

4）石灰岩中への浸透促進

海岸附近には石灰岩や砂層が広く分布しているので，これらの地層をフィルターとして使用する。井戸を掘削しこれに排水を導き浸透させる。

この様な処理方針に基き各種の対策が行なわれた結果，工事造成中および会期中にも降雨による海岸への土砂流出は殆んどみられなかった。

（参考文献）

沖縄の自然災害の調査報告書（昭和４７年度），文部省自然災害特別研究

（河川研究室）

3－6

堤防に作用する外力について　（53. 関東）

（質　問）

1. 概　要

都市河川の空間は都市におけるかけがえのない憩の場となっている。しかし，その場における河川の堤防はコンクリートで固められ自然にとけ込めない形態となっている。そこで従来からの堤防の機能を有しながらかつ自然に対して異物観を与えないような緑化護岸が考えられている。

2. 考えられる緑化護岸

1）ブロック護岸を六角枠の中に栗石等を充填し土を覆せ，芝等でおおう方法

2）堤防の勾配をゆるくして，堤防を意識させないと同時に親水性をもたせる方法

3. 質　問

1）旧来と異なった堤防構造とするため堤防に作用する外力について明らかにしなければならない。

イ　法面付近における水流の変化について

ロ　パイピング現象により護岸裏面の土砂の吐出しについて

ハ　洪水時に川の流れを変えるような事が起らないか

2) 上記のような護岸を施工するにあたってどんな事について注意を払う必要があるか。

（京浜工事々務所）

（回　答）

堤防および低水路河岸に作用する外力として

1. 流体力
2. 土圧（斜面のすべり破壊等）
3. 浸透力（パイピング現象，土砂の吐出し）
4. 衝撃力（転力，流木）
5. 地震力
6. 波力　etc.

が考えられる。これらの外力に対して堤防，河岸を守るために，単断面河道では堤防護岸，複断面河道では高水護岸および低水護岸工を行うが，通常の護岸は，地震力に対応する設計にはなっておらず，その主目的は，洪水時における堤防の表面浸食防止，河岸の浸食防止と考えて良い。ここでは主に京浜工事々務所で考えている高水護岸としての緑化護岸，低水護岸としての５割護岸が，従来の護岸工に比較して，流体力や浸透力に対して弱いのかどうか，またその護岸構造の問題点について記したい。

イ) 法面付近における水流変化について

従来の高水護岸に比し，緑化護岸は植性があるため，堤防近くの流速が速くなることはないものと思われる。土堤に比しても，表面の植性状況が大きくは変わらないので流速が速くなることは無いと思われる。

ロ) パイピング現象による護岸裏面の土砂の吐出しについて，

緑化護岸は，表のりからの浸透水を防ぐことができないので，護岸の無い場合と浸透水の量，内部間隙圧などはほぼ同程度と考えて良い。従って内部間隙圧が局所的に大きくなることは無く，洪水減水期の護岸裏面の土砂の吐出しは，通常の護岸ほど心配することは無いものと思われる。過去の洪水後に堤防表のりにおけるパイピング現象が無ければ心配する必要はあるまい。なお，パンピングの発生条件は

$$i = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$

である。ここで i：動水勾配，Gs：土粒子の比重，e は空隙比である。

$Gs = 2.65$，　$e = 1$　とすると　$i = 0.8$

である。したがって堤防勾配が２割であることを考えると均一に施工されていれば，土堤では表のりのパイピングに対してそれほど心配する必要はないと思われる。

ハ) 洪水時に川の流れを変えるような事が起らないか。護岸を設置する場所を，現状の堤防，河岸とすれば洪水時の川の流れを変えるようなことは無いと考えて良い。むしろ護岸を設置するために河道の掘削や埋立を行って，低水路法線，堤防法線，河床高の人工的変化が流れの状態

を変化させる。

従って洪水時の川の流れの変化を考慮する場合には，護岸そのものよりも，護岸設置にともなう，河道形状の変化がおよぼす影響について考慮をしておかなければならない。また河道に存在する中規模河床波の移動と流れの対応性について十分考察し，護岸工の位置，低水路および堤防法線計画を立てなければならない。

ニ) 緑化護岸について，その他

草がはえている土堤の場合，管理状態がよければ流速２m前後まで耐えられると言われている。従って緑化護岸を単断面で急勾配河川に使うべきではないと考えられる。中流部，緩流部では，流体力衝撃力によって破壊されることはないと思われる。また低水護岸としては不適当であるのは言うまでもない。低水護岸に植性を利用する例としては柳枝工などがあるが，この工法も勾配１／８００以下の砂河川でしか使用に耐えないであろう。

なお低水路路肩に生えている柳等の灌木，竹などは，景観上，環境上から残し，またこれらを河岸侵食防止工の一部として位置ずけていくことも必要であると考えられる。

高水護岸の機能の一部として，堤防のすべり破壊を防ぐ作用があるが，高水護岸工に，この作用を積極的に位置ずけるという例は少なく，通常間接的な意味あいしか持たせていないが，今後この効果を評価していく必要があると考えている。今のところ緑化護岸に堤防のすべりを防ぐ機能を期待すべきでないと思われる。

なお高水護岸を緑化護岸とし，景観を良くし，また真夏におけるコンクリート護岸の照返しを防ぐことは十分に評価されるものであり，今後積極的に環境に調和した護岸工を考案していく必要があると思われる。

ホ) ５割護岸について

低水護岸の法勾配を緩くして，親水性を持たせることは，河積が充分にあれば，水理的，土質的に見て悪いことはない。むしろ護岸前面の洗堀深を小さくし，構造的にも安定度は高い。ただこの護岸を河に近ずくための手段として使う場合，水衝り位置にこの護岸を置くことは危険であろう。河に近ずくアクセス手段とするなら水裏に設置するべきであろう。このことを考えると５割護岸の構造としてもっと簡単なもので良いのではないかと考えられる。たとえば連結ブロックに土を乗せ，自然に植性が護岸上に侵入するようにするとかした方が良いように思える。また白い護岸が平面を大きく占めることに対しても，景観上の議論は残されているであろう。

また緩流部では水深が深く，水面の利用もボートや釣り等となるため，五割護岸より，階段護岸等を考える場合の方がよい場合もありうる。

（河川研究室）

3 － 7

軟弱地盤における樋管の設計水平力について　（54. 九州）

（質　問）

武雄工事々務所においては，樋門樋管の設計は建設省河川局から出されている樋門樋管設計指針にのっとり，設計施工しているけれども，樋管にジョイントを設けた場合に，施工後，下記表に示すようにその開きが許容水平変位量（地震時1.5 cm）の１０倍にもおよぶ箇所が見られる。そのために継手部の止水板が破壊され漏水等が発生し，樋管の機能があやぶまれている。

当事務所においても，その開きに対策を講じているのであるが，今後の設計施工に疑問と不安をいだいている。そこで一樋管についてその原因究明を行なうため，計器を埋設して，その挙動を観測し，また理論的にも有限要素法を使って解析を行った。その結果として，樋管上の築堤盛土によって基礎地盤に側方変位がおこり，この側方変位による水平力が原因であるという結論に達した。当事務所では，樋門樋管の設計水平力は地震時よりも上記による水平力の方が大きいのではないかと考えているが，もっと明確な解答を得るために今後も他樋管において挙動の観測及び解析を行なう計画である。

実際，側方流動によっておこる変位からこんなに大きい水平力が発生するのか，もし起るのであれば，杭頭部は破壊しているのではないか。

当事務所のような軟弱地盤においては，今後の樋門樋管の設計水平力は現行どおり地震時で行なうべきか否か。

以上二点について御教授お願いします。

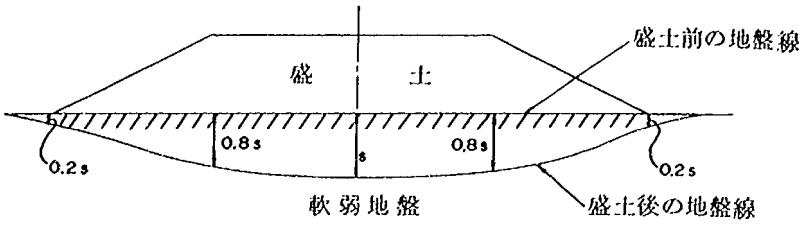
継手の開き（底盤）

	竣工年月	継手の開き
医王寺中排水樋管	S49. 12	6.5 cm
鳶　越　〃	〃50. 9	10.0 〃
東古川排水施設	〃52. 3	13.0 〃
西古川　〃	〃54. 3	4.5 〃

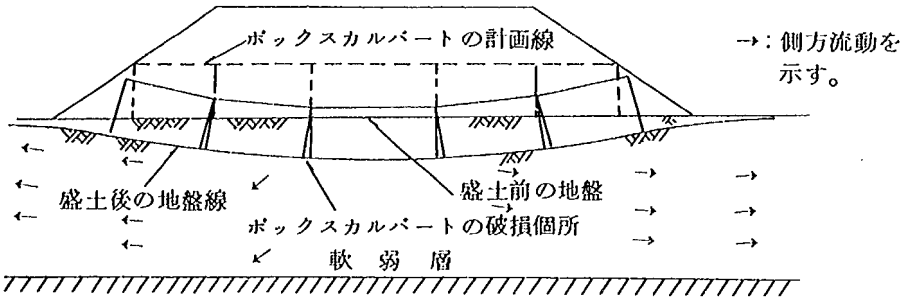
（武雄工事々務所）

（回　答）

軟弱地盤上に高さ５ m程度の盛土をすると，普通の場合１～２ m，多い場合には３～４ m程度の沈下を生ずる。この沈下の横断形状は図－１に示すようなものになる。従って，樋門，樋管などの横断構造物がある場合には，構造物を沈下にある程度追従できる構造にしておいても沈下量が大きくなると，図－２に示すようにジョイントが大きく開口したり，本体が破損することがある。



図－1　沈下の横断形状



図－2　ボックスカルバートの損傷

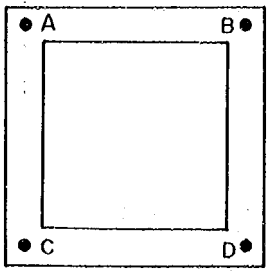
土木研究所と地建とで協同して過去に行なった道路，河川におけるボックスカルバートの観測調査の結果を示すと，表－1のとおりである。表－1の個所はいずれの場合も基礎としてコンクリートパイルが打設されている。コンクリートパイルの基礎をもつカルバートの場合は図－2に示すような沈下は少なくなるが，それでも盛土載荷による側方流動は生ずるようである。

表－1をみると，周辺の盛土の沈下量の大きい北海道，東北の例では，ジョイントの開きも大きくなっている。

表－1　ジョイントの開きの測定結果

地建名	ジョイントの開き	周辺盛土の沈下量
No.1　北海道	5.5cm（0.11～0.35cm）	72～162cm
No.3　東　北	5.3～5.8cm（0.5～6.0cm）	83～113cm
No.6　中　部	1.7cm	—
No.7　中　国	1.7～2.5cm	—

又，図－3に示すような継目計をカルバートの四角に設置して測定したところ，4個の継目計はほとんど同じ値を示したという結果が得られている。これはカルバートがジョイントのところで折れ曲っているのではなく，ほとんど水平に移動しているためかと思われる。表－1の（　）値は堤防断面からはずれたところにあるジョイントの測定値を示したもので，盛土のないところのジョイントの開きは少なくなっている。したがって，できればジョイントは土かぶりの小さい所，もしくは盛土からはずれるところに設けることが望ましいと考えられる。



● 継目計の位置

図－3　継目計の配置

以上のべたことから，質問事項にある箇所の樋門・樋管のジョイントの開きは盛土載荷による地盤の側方流動によるものではな

いかと思われる。この側方流動は地盤の土質条件，層厚，盛土の高さ，形状及び施工方法などによって異なるため，その大きさを事前に予測することはなかなか困難な問題であるといえる。しかし，軟弱地盤の処理の仕方や盛土及びカルバートの施工方法によっては，地盤の側方流動を軽減することはある程度できるようである。又，盛土築造後の沈下はクイ基礎の場合は少なくなるので，主に施工中に側方流動が生ずることが多い。従って，地盤条件の良い場合や盛土施工後の水平力については地震力を考慮して設計するのがよいと思われるが，軟弱地盤上のカルバートのような施工中の側方流動が問題となる箇所については，施工中の側方流動を何かに少なくするかについても事前に検討しておく必要があると思われる。

側方流動を少なくするための工法としては一応次に示すようなものが考えられる。

すなわち，軟弱地盤上に樋門・樋管などを構築する場合には，プレロードなどによる載荷重を軟弱地盤に加えておき，圧密が進行して地盤が所定の強度に達したならば，盛土を掘削除去して構造物を構築する方法が考えられる。この他，サンドコンパクション工法または石灰パイル工法などを適用して地盤処理をする方法もあるが，軟弱地盤処理対策工法を施工することによって地盤が乱されると，かえって盛土をした場合に側方流動が大きくなることがある。従って，軟弱地盤処理工法を適用する場合には，できるだけ地盤を乱さないような工法を選定するのがよいと思われる。同様に，樋門・樋管を構築する際には，地盤を乱さないように丁寧に施工する必要がある。又，構造物や盛土の築造を急速に施工すると，ジョイントの開きが大きくなるといわれている。このため時間をかけて段階的に緩速施工するなどして，ジョイントの開口を少なくするのがよいと考えられる。

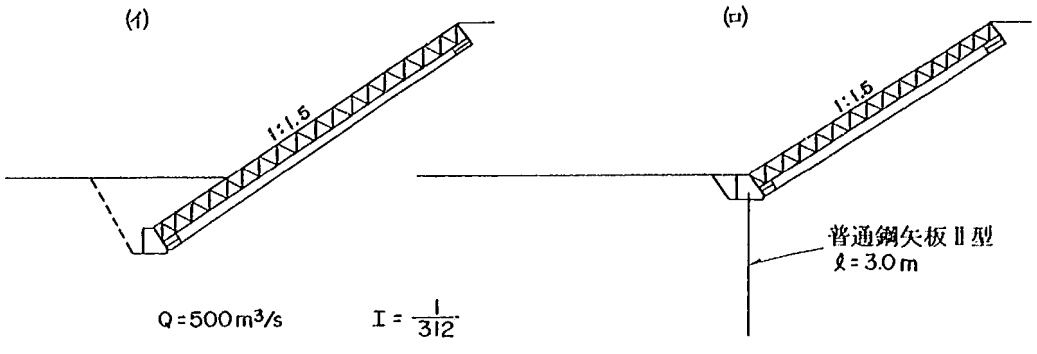
（土質研究室）

3－8

護岸工法の基礎について　（54. 九州）

（質　問）

護岸工法における根入れ基礎と矢板基礎とを比較し洗掘等の水理特性を御教示載きたい。



現在中小河川改修事業にて改修中のA河川では護岸を(ロ)の工法で施工中でありますが基礎前面の

洗掘が(イ)の工法に比較してひどい様に見うけます。水理学的にはたしてそうなのか御教示願いたい。

（宮崎県土木部）

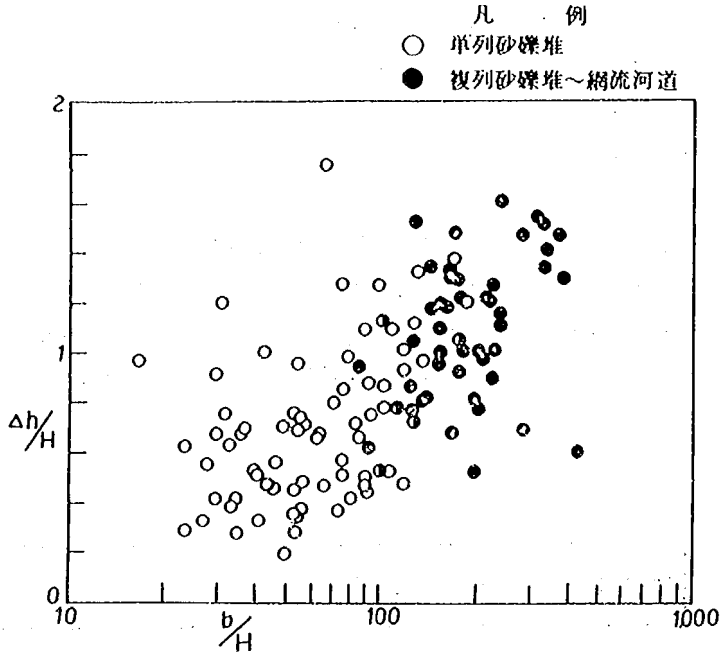
（回　答）

護岸のり覆工の基礎は通常しがら工，詰ぐい工，矢板工，コンクリートブロック根止工，等が用いられている。緩流河川では杭打が容易であることから，矢板工が多用される現状にある。

護岸の破壊は大部分が基礎の洗掘によるものであって充分な根入れ深をとることが要求されるが，急流河川等では多大の経費を要することから根固工と一体として対洗掘抵抗性をもたせている事例が多い。

洪水時の洗掘深が河道調査で判明していればその深さまで基礎工の天端を下げることが考えられるが，一般には不明の場合が多く，かつ施工条件の面から，現況河床高に対して1 m位下に基礎を入れているものが多いようである。

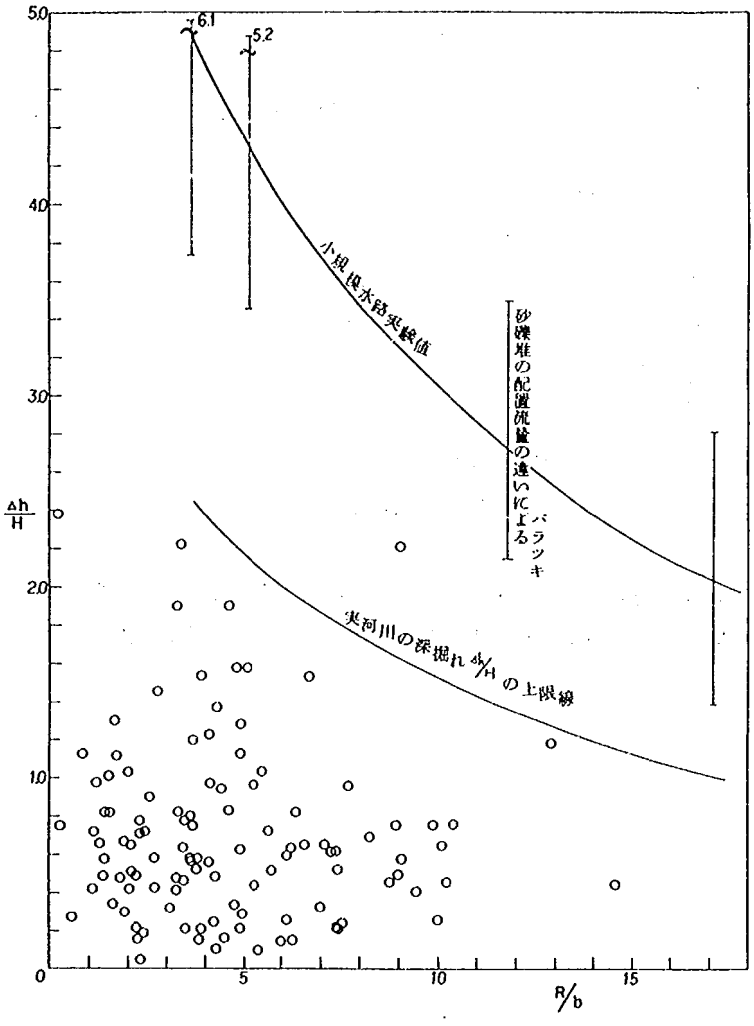
護岸基礎の根入深は河道の洗掘特性，河床変動特性と密接な関係にある。図－1は建設省技術研究会[1]で報告された洗掘深についての関係を示すものである。砂礫堆が形成され，流れが偏流・蛇行する河道では砂礫堆による深掘れの



図－1　深掘量と河幅水深比

1）蛇行に関する研究，第32回建設省技術研究会（昭和53年度）

発生が河岸沿いに生じ，護岸法止工の破壊を生ずるケースがある。このような場合には図－１に示す，平均河床からの洗掘深 Δh と平均水深 H：河巾 b の関係を用いて洗掘深を予測し，必要な根入深をもつ護岸とすることが考えられる。図－２は河道湾曲部の深掘れと湾曲度の関係を示すものであって，湾曲部における根入深を考えるための一資料として使用できる。ここに R は湾曲部の曲率半径である。



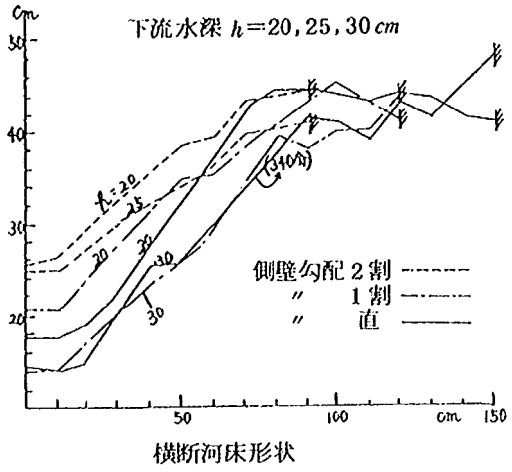
図－２　わん曲部の深掘れとわん曲度の関係

質問中にある護岸勾配が前面の洗掘深に与える影響については，系統だった現地調査はまだ見当らないが，一般に直の護岸よりも傾斜した護岸の方が前面の洗掘深が小さくなることが方々の事例で見られている。特に砂礫堆を形成する河道では，護岸法面が直のものより，緩傾斜法面のものの方が洗掘深が小さくなることがわかっており，この理由として，護岸前面に生ずる二次流の強さによる影響であると考えられる。

わん曲部では護岸勾配が洗掘深に及ぼす効果を実験的に研究した成果がある。[2] 図－３はこの実験が得られた成果の一例であるが，湾曲部の下流水深によっては洗掘深に相当の差が生じており，直の護岸では，２割勾配の護岸に比べて洗掘深が大きくなっていることを示している。

図示のようなケースでは，(ロ)のタイプの護岸根止工には洗掘対策として根固ブロックが併用されることが望ましく，また洗掘をうけた時にも護岸全体の安全を確保する意味から，構造体としての安定計算を必要とし，背面土圧をうけとめるためのステーの設計，および矢板背面からの土砂吸出

2) 須賀，馬場：わん曲部護岸の水理機能に関する二，三の実験的考察，土木学会年次学術講演会１９７１.



横断河床形状

図 － 3　横断河床形状

実験条件

$Fr = 0.4$，$dm = 0.21$ mm

元河床勾配 1／1000

通水 340 分後の湾曲末端部の河床横断形

し対策を考えておく必要がある。護岸前面が洗掘されると矢板背面の土圧の作用で根止工と法覆工の間にキレツが発生し，吸出しの一因となるので充分な配慮を加えることが望ましい。

（河川研究室）

4. 河川・海岸等の管理その他に関する問題点

4－1

休廃硫黄鉱山の河川汚染調査法について　（53. 関東）

（質　問）

現在品木ダムでは，草津温泉を主とした湯川水系に対して，石灰中和による水質改善を行ない，一応の成果を納めているが吾妻川全体を考えると，他の酸性支川の影響が大きい。これら未処理の酸性源の中で最も大きな原因と考えられるのは，硫黄鉱山の廃水である。草津白根山周辺に散在する硫黄鉱山は5ケ所あり，現在いずれも休廃止鉱山となっている。しかし，上述したようにこれら坑内水が河川の汚染源となっているため，何らかの対策を講じなければならない。現在までに，これら対策を講じるための調査として，坑内水の水質分析，鉱口を閉そくする等の検討及び鉱山の周辺調査等を進めてきたが，鉱山に関する資料も乏しく，これら対策及調査を進めるにあたって，事例等にもとづき具体的調査方法等を御指導願いたい。

（品木ダム水質管理所）

（回　答）

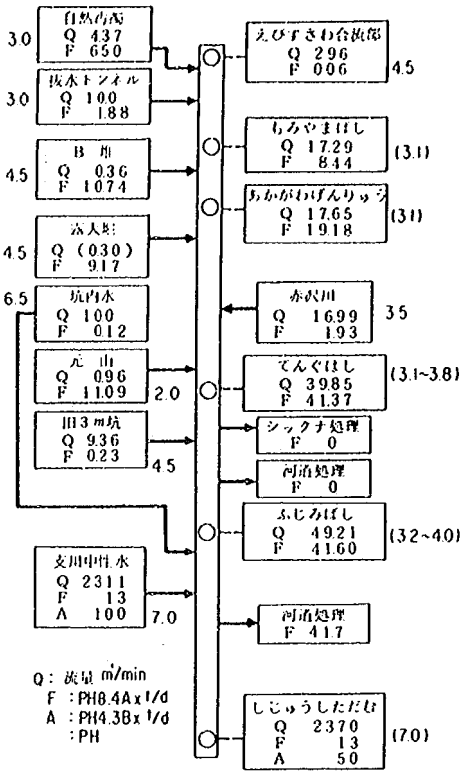
質問者の所属しておられる品木ダム水質管理所では従来から吾妻川湯川水系の酸性河川水の改善に努められている所であり，休廃止硫黄鉱山からの酸性水の問題も本質的には現在まで取扱われてきている温泉からの酸性水の問題と同じであるから，このような問題についての調査方法，対策立案にあたっての考え方に関しては回答者よりも質問者の方が熟知していると思われるが，同じく休廃止硫黄鉱山に起因する酸性水対策を現在実施している北上川2次支川赤川の例[1),2)]を若干ひきながら，一般論として述べたい。

調査は大別すると，負荷量およびその河道内での収支，想定し得る対策とその問題点および実現可能性，汚染水による被害その他の影響の3つに分類できると考えられ，これらを便宜的に負荷量調査，対策調査，影響調査と呼ぶこととする。

(1) 負荷量調査

対策を立案する上で必要な最も基本的なデータは負荷量であり，短期的，長期的な変動や，個々の負荷源の状況なども含めて詳細に調査する必要がある。負荷源としては坑内水のみではなく，露天堀跡地，低品位の鉱石や精錬カスの堆積場からの表流水，浸透水もあろう。また，河道においても必要な地点に調査定点を設け，各汚濁源からの負荷を含めた河道内での負荷量収支を作成する必要がある。

調査項目は，流量，酸度，鉄，ヒ素のほか，必要に応じてＳＳや他の重金属を含める。図－1に例として赤川における酸度の収支図[1)]を示す。



図－1　汚濁負荷収支図

(2) 対策調査

改善対策としては，原則的には(1)鉱毒水などの発生量の減少，(2)鉱毒水の処理，の２つの方策がある。前者に関しては，流域内の河川や水路の底張りや止水グラウトによる浸透の防止，坑内水が排出されている坑口の封鎖，抜水トンネルの設置による地下水の引抜き，露天堀跡地や廃鉱石堆積場の覆土などがあり，これらの対策の可能性を検討するためには，地下水も含めた流域内での水収支や地質調査などが必要である。赤川水系では上記のうち，河床の三面張りと露天堀跡地などの覆土が実施されている。

また，鉱毒水の処理に関しては，坑内水を直接処理する場合と一旦河道に入れて河道内で処理する場合とがあろう。いずれの方式によるかは中和生成物の処分が大きく関係し，中和生成物を下流に放流してよい場合はいずれの方式でも可能であるが，下流に放流してはならない場合には河道に流入する前で処理しなければならない。赤川水系では，ヒ素を多量に含む中和生成物が下流の四十四田ダムに堆積する問題を防ぐため，河道に流入する前に中和処理する方式で事業が実施されている。負荷源が点在しているような場合には，鉱毒水のみを集水して処理施設に導水する水路建設の可能性を検討する必要がある。

処理方法としては石灰などによる中和処理がとられるが，赤川水系では中和に要するアルカリ量を少なくするために，前段の処理として鉄バクテリアによって２価の鉄を３価の鉄に酸化する方式で処理が計画されている。

なお，中和以外の処理として，玉川水系では酸性水を石灰石の地層に再注入する方法がとられている。

(3) 影響調査

温泉，鉱毒水などによる酸性水は下流の水利用，生態系に大きな被害を及ぼしているものであり，対策工事の費用便益算定のためにも調査をしておく必要がある。また，中和生成物中には一般にヒ素がかなり含まれており，中和生成物を回収しない処理方式を採用する場合には下流への影響，特に洪水時に掃流される堆積物の影響を検討しておく必要がある。

（参　考　文　献）

1) 今永幸人ほか，赤川酸性水の恒久対策と水質管理，第２９回建設省技術研究会報告（昭和５０

年度）

2）山田俊郎ほか，赤川の水質挙動について，第３０回建設技術研究会報告（昭和５１年度）

（水質研究室）

4－2

洪水予報の手法について　（54. 九州）

（質　問）

洪水，到達時間が長い地域においては，洪水予報は上流域の実測降雨あるいは実測水位にもとづく手法によっているのがほとんどである。しかしながら洪水到達時間の短い中小河川においても，洪水予測あるいは浸水予測を地域住民へ精度が高く，早い情報を提供しなくてはならない。こうした行政ニーズへ対応するためには流出解析の分野と降雨予測の分野における調査研究を進める必要が重要と考えるが，この両者の最近得られた成果と降雨予測の研究を進めていくためには，どのような基礎的調査を実施しさらにどのような分野の研究を進めるべきか御指導いただきたい。

（宮崎工事々務所）

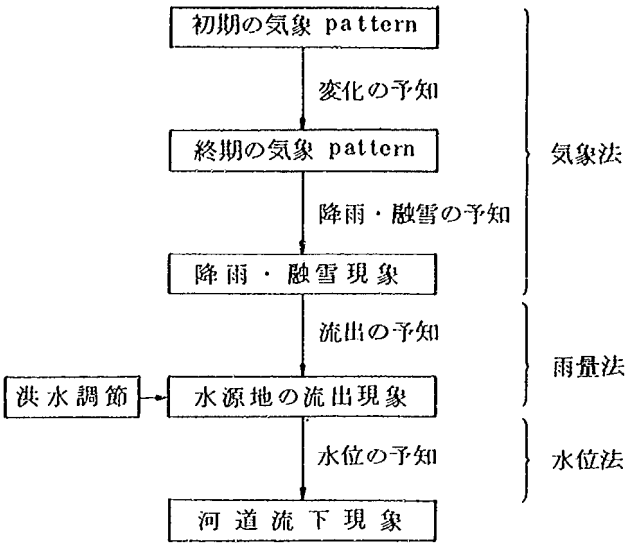
（回　答）

洪水予報は気象，雨量，または上流地点の水位（または流量）から，対象地点における水位の時間的変化を予報するものである。洪水過程には図－１に示されるように気象の変化，降雨，流出および河道流下という過程が含まれており，それぞれの過程は現象的には形態の変化をともないながらも時間的には連続な伝播過程である。洪水予報はこの伝播の間の時間的余裕を利用して，ある状態に関する情報からひき続き起る状態を推定する技術といえる。

一般的にいって，気象情報（例えば台風の位置および強さ）から予報するよりも雨量から予報する方が精度が高く，雨量から予報するよりも上流地点の水位（または流量）から予報する方がさらに精度は増す。このように予報を行なう段階に応じて洪水予報の方式はそれぞれ①気象法，②雨量法，③水位法として流域の違いや予報期間（長期，中期，短期予報など）に応じて組み合せて用いられている。

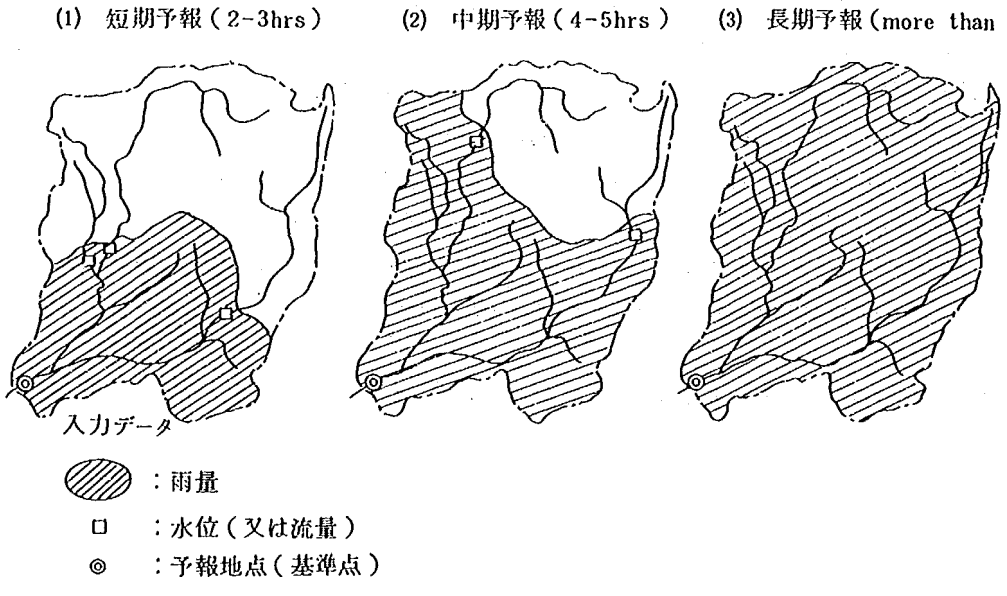
図－２はこれらの関係を表わすものである。又図－３には図－２で必要となってくる情報の流出

予報における貢献度を予報時期と比較して明らかにしている。即ち，短期予報において情報としては実測流量のみであるが，中期，長期予報においては降雨量及び予測降雨量の必要性が少しずつ増し，予測時間が長いときはついには洪水予報は全て予測降雨量による事になる。



図－1　洪水過程と洪水予報

以上のように到達時間の長い大河川では洪水予報の入力として流量や実測雨量が使用できるのに対し到達時間の短い中小河川では洪水予報の入力の主体は予測降雨で占められることになり，予報の精度やシステムの信頼性の点で大河川の場合にくらべて格段に難しくなることを覚悟する必要がある。すなわち中小河川では洪水の予報というより洪水の可能性の予報と呼ぶ方がふさわしくなる。ポテンシャル予報が成立するためには情報の受手である住民の意



図－2　洪水予報期間と必要とするデーターの変化

識が高くなければならず，中小河川の洪水予報のもう一つの難しさになっている。

2. 降雨予測

降雨予測の手法は次のように分類することができる。

A　長時間予測（２４時間程度）

① 総観モデル法

② 統計的モデル法

③ 力学的モデル法

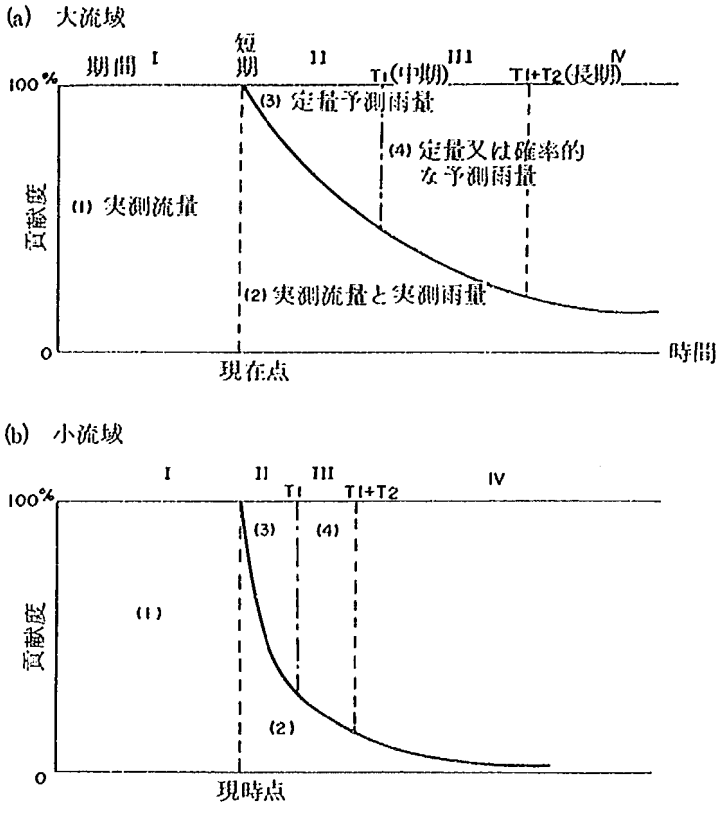
B　短時間予測（３～４時間程度）

① 雨量計による方法

② レーダーによる方法

③ 人工衛星による方法

以下各法について述べる。



図－３　洪水予報期間とデーターの貢献度

(1) 総観モデル

「前線では雨が降る」とか「下層Ｊｅｔの北側には雨が多い」などの経験的・定性的判断による予測である。客観性はあまりないが，地上天気図・高層天気図などによって簡単に行なえる強みをもつ。

(2) 統計的類似法

(1)とあまりかわらないものとしては，過去の天気図で似たものを捜し出し，その時の降雨分布をもって予測する方法もある。

これを進め，定量化をはかるため，大規模じょう乱（台風，低気圧など）の位置（距離），強さ，移動の方向，速さなどをパラメーターとして，必要な地点や流域の降雨予測式を，過去の記録から回帰して求める方法も工夫されている。

しかしこれらの方法は現在のある規模のじょう乱から将来の異なるじょう乱を予測する場合，もともと相関の高くない関係がどこかに含んでおり，それが予測精度を落している。

利根川統管，荒川統管などで本法が開発されている。主たる対象は台風のようである。必要とされるデータは，気象FAX程度で十分得られるよう工夫されている。

(3) 力学的モデル法

本方法では，まず数値予報を介して，現在の大規模じょう乱から，将来の大規模じょう乱を予想する。次いで予想大規模を中規模やメソのじょう乱に変換する。変換には①上昇気流強度と比湿から基本的な降雨量を推定し，さらにこれを配分・増幅してやる法と，②メソじょう乱をモデル化し，メソじょう乱が発生した場合にはどの程度の降雨量になるかを予想するBlack Box法などが用いられる。この方法ではやはり大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関の悪さが残ってしまうが，(2)に比べると，予想大規模場という比較的精度のよいものを用いており，結果としての精度が良くなることが期待される。問題点は，数値予報のために膨大なデータが必要となること，および予報地点が粗い（150kmメッシュ）ために，ただちに流域に適用することができないことである。

(4) 雨量計による方法

短期間予測は，基本的にはすでに確認されている中規模じょう乱を将来に外挿することによって行なわれている。最も単純なやり方は，現在の降雨強度を外挿するものである。台風の主要部分などでは，この方法でもかなりの精度をあげることができる。

すでに動きだした気象庁の地域気象通報システム（通称AMeDAS）により17kmメッシュの地上雨量観測ネットワークによる降雨の追跡手法も開発されている。

(5) レーダーによる方法

降雨の面的な把握法として最も有効な手段がレーダーによる降雨観測である。レーダーでは降雨を面的にかつ連続にとらえる事が出来るばかりでなく，降雨予測に最も重要な因子である雨域の移動速度，移動方向を観測することが可能である。このことにより降雨の短時間の予測は他の方法に比べて非常に高い精度で予測する事が可能である。レーダー観測ではこの外に雨域の発達・衰弱の様子も併せて観測出来ることから今後の降雨予測精度の向上が期待出来る。

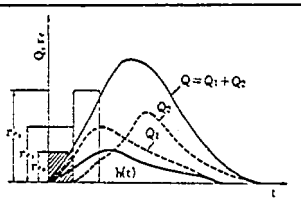
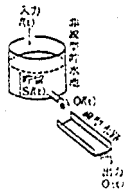
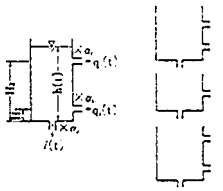
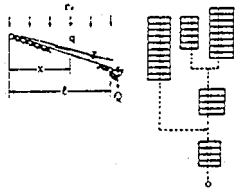
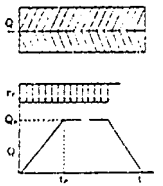
(6) 人工衛星による方法

近年，多数の軌道衛星や静止衛星による上層の情報が比較的容易に得ることができるようになった。人工衛星から観測できるものは雲である。したがって雲と雨の関係を明らかにしなければならない。最近のリモートセンシング技術と電子計算機によるパターン処理技術は急速に進歩し，衛星から撮影した赤外写真から雲高度や，含水量を求める技術も開発されている。現在ではまだ定性的な観測にとどまっているが，今後衛星によるデータを利用した定量的な降雨観測及び降雨予測が実用化される日は間近いものと思われる。

3. 流出解析

流出解析の手法は色々な方法が考えられる。主な解析手法を表－1に示す。そのほか最近では準線形モデルにより都市化を考慮した流出解析法も開発され，流域の都市化対策（都市化による流出量の増加に起因する河川改修，氾濫予測）に成果をあげている。

表 － 1　おもな流出解析法

解析法	提案者	式形	模式図	特徴
単位図法	Sherman(1942)	$Q=\int_0 r_e(t-\tau)h(\tau)d\tau$ $r_e(t)$有効降雨強度 $h(t)$単位図		○線型 ○単位図の決安法・関数形により細分類できる。 ○非線形性を考慮できるものもある。
貯留関数法	木村俊晃(1961)	$S_l=KQ^p$　S_l貯留量 $\frac{dS_l}{dt}=I-Q_l$　I入力 $Q=Q_l(t-T_l)$　T_lおくれ時間		○非線形 ○T_lに問題点がある。
タンクモデル法	菅原正巳(1961)	$q_1(t)=(h(t)-H_1)\alpha_1$ $q_2(t)=(h(t)-H_2)\alpha_2$ $i(t)=h(t)\alpha_0$		○非線形 ○タンクの数が多くなると、パラメータの同定がむずかしくなる。
Kinematic Wave法	岩垣,末石(1955)	$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial x}=r_e$ $h=kq^p$　斜面流 $\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial X}=q$ $A=KQ^p$　河道流		○非線形 ○水理学的モデル ○Kの中に含まれる等価粗度(N)に問題がある。$(k=(\frac{N}{\sqrt{i}})^p)$ ○ほかに中間流に関するモデルもある。
合理式	?	$Q_p=\frac{r_e A}{3.6}$ $r_e=f_p r$ or $=r-f_c$		○線形 ○ピーク流量のみを推定する。 ○式形が単純。

表－2　ダム管理における洪水予測

ダム名	予測方法	使用機器	予測所要時間	洪水到達時間	摘要
石淵，田瀬 湯田，四十四田	貯留関数法*	電子計算機	10分 ～15分		北上** 統管
鳴子	単位図法 実績流出パターン図	卓上電算機	20分 60分	3時間	
釜房	単位図法 降雨一流量等相関	卓上電算機 及びデータロガ	15分 20分	3時間	
藤原，相俣，薗原	貯留関数法*	電子計算機	40分		利根統管**
五十里，川俣	降雨一流量相関図	図表	30分	2時間	
二瀬	検討中	—	—	—	
横山	降雨一流量相関	図表	30分	2時間	
丸山	降雨一流量相関 上流水位一流量相関	図表 図表	30分 30分	5時間 3時間	
矢作	上流水位一流量相関	〃	30分	1時間	
美和，小渋	検討中	—	—	—	
天ケ瀬	貯留関数法*	電子計算機	10分 ～15分		淀川統管**
猿谷	流出関数法	〃	5分 ～10分	3時間	
九頭竜	流出関数法	卓上電算機	2分 ～ 5分	約4時間	
菅沢	単位図法*	〃	20分	約3時間	
柳瀬	各種相関図による方法*	図表	30分	12時間	
鳴田	降雨一流量相関図	図表	10分	3～6時間	
緑川	単位図法	電算機	30分	2時間	
松原，下筌	〃	卓上電算機	30分	2時間	
桂沢	〃	〃	30分	3時間	
金山	〃	〃	30分	4時間	
岩尾内	〃	〃	30分	7時間	

＊降雨予測を行っているダム　　＊＊洪水予報業務担当

表－2にはダムにおける洪水予測の手法を示すものである。表から比較的大河川のダムで電子計算機を利用したものは貯留関数法を用いているようである。

〔参考文献〕

1) 流水管理システム調査概要集，建設省河川局

2) 一日土研集（昭和49，50，51年），土木研究所

3) 漢江洪水予警報調査報告書，国際協力事業団

4) 土木学会年次学術講演会概要集，第32回，第33回，土木学会

5) 降雨の面積分布の把握に関する報告書，WMO（ISHIZAKI）

（水文研究室）

4 — 3

洪水予警報と情報伝達システムについて （54. 九州）

（質　問）

台風河川といわれる大淀川においては，最近長期間にわたり，洪水の実績がなく水防団体の水防体制についても実質的な訓練でなく，年中行事的な訓練になっていることを始め，さらに問題になる地域住民の河川に対する認識状況はゼロに近い状態にある土木研究所で指導された静岡県巴川の実例などから洪水予警報と情報伝達システムについて御教示いただきたい。

（宮崎工事々務所）

（回　答）

はじめに

はじめに問題の簡単な位置付けを行うと，洪水災害対応には広範な手法があるが，これらはある観点から見ると，河川改修のようなほとんど河川管理者が対応するものと，水防あるいは情報伝達のように住民参加あるいは住民とのかかわりが必須なものとに分けられる。

本稿では，住民参加がなければ対応が完成しないという観点をとって，一連でありながら相対的に官側のみの問題である洪水予警報については，それほど触れず，後者すなわち情報伝達システムに主点をおいてまとめて見る。

なお静岡県巴川七夕災害の際の調査報告には，これに関連したことがらがまとめてあるので，参照されたい。*

＊土木研究所：流域洪水防御計画調査報告　その1～その6

土研資料№1188，№1238，№1362，とくにその1，その3

1. 洪水予警報

洪水予警報については，前述のようにあまり触れない。直轄河川のような大河川に関するものについては各地建河川管理課，淀川統管等に直接問合せいただきたい。*

我々の所掌するような中小河川あるいは都市化によって流出が急激になった河川では，やはり降

雨開始から洪水が到達するまでの時間が短いために，いかに予報時間を短縮して，住民に避難する時間，あるいは家財を救う時間を与えるかが非常に重要なことになる。

しかしこの問題に対する答は，先に結論からいえば，否定的であり，その意味では，次に触れる情報伝達をより確実に，より迅速にすることによって，時間を稼がねばならないのが現状のようである。

例えば流域面積が100km^2規模で，したがって到達時間が1～2時間であるような流域での洪水予警報時間を短縮する方法として，まず，単純には，

① 降雨資料（実測，テレメーターなど）＋流出シミュレーションモデルによる方法が考えられるが，これでは稼げる時間もわずかとなり，また精度も期待しにくいと思われる。

この場合これを補強する方法としては，

② ①に前期流域の湿潤度をあらわす指標を加える方法

③ レーダー雨量計による雨量の早期予測および精度向上をはかる方法

などが考えられよう。②の方法における指標としては，前期降雨指標（Antecedent Rainfall Index），例えば，

$$API = R_1 + \frac{R_2}{2} + \frac{R_3}{3} + \cdots\cdots \quad R_i : i\text{日前の日雨量}$$

あるいは，平時流量，土中水分などが考えられる。要は前期流域の湿潤度を代表するものを用いて，予測の適中率を上げようというものである。土中水分を実測する試みも1，2なされているようであるが，流域のどこで，深さ方向にどのようにはかるか，今後の課題といえよう。
ライシメーターの重量変化を測定してこれに替える試みもなされつつある。また崖崩れの予知にこれを応用した例はすでにある。(1)

もし5～10年間ほどの流域代表雨量記録と懸案地点雨量があれば，数種のAPIと雨水損失および流出シミュレーションモデルを組合せ，予警報シミュレーションを行ない，その適中率を評価してみるのも面白いと思われる。この場合当然予報時間，確保できた時間なども求められよう。

＊得られる情報（例えば流量）を次々に利用して，シミュレーションモデルの定数を修正しながら予報する手法などがまだそれほど利用されていないときく。試みられてもよい手法といえよう。

(1) 細野義純，地すべり，Vol 10, No3 1974あるいは日本消防Vol 26, No 10，1973

2. 情報伝達システム

情報システムの高度に発達した現代において，この分野が最も遅れているといったら，一寸奇異な感じを受けられるだろうが問題は深夜の情報伝達システムにあるといえば納得いただける方も多かろう。過去に遡って，九州に例をとれば昭和28年の熊本の白川のはんらん，集中豪雨のはしりとなった昭和32年の諫早の本明川のはんらんは，いずれも夜襲われたために，災害は大きく増巾されているし，最近ではわれわれが調査を行った静岡県巴川の災害が，やはり日曜，夜，

参院および知事選にぶっかり，やはり寝耳に水の浸水となり，災厄の拡大を余儀なくされている。これに対して，S．36．9の第2室戸台風における大阪，S．45．7の千葉水害などは昼間であったことが幸いにして，災害の拡大を免がれた例といえよう。

意識が多様化し，治水に関心を払うことが少くなり，行政に相当におんぶした都市住民を対象に問題を想定すると，情報伝達が相当に無力化する深夜に限定してそう間違いはないと思われる。

以上を留意しながら在来の伝達システムについて，多角的な評価を試みると，表－1[(2)]が得られる，夜のみを対象にして書きなおすとまた相当ちがったものになると思われるが，多角的には評価のよいテレビ，ラジオ，電話が，夜を考えると「準備の不必要性」で弱く，また防災ベルからサイレンまでが，気象条件あるいは住宅の密閉性などに左右され，いわばほとんどの手段が確実性において不充分であることを示している。

このほか巴川災害で発生した情報関連の障害は，

i）電話中継所の浸水，ii）親戚，友人の安否に関する情報を求める電話による交換器の過熱 iii）報道機関に対する確実な情報の遅延，iiii）浸水による市職員の市役所集中の困難，などがあった。

ではどういう方法が好ましいかであるが，まず大きな要件としては，

① 複数以上の方法を想定用意し，なんらかの手段での情報伝達を期待すること。

② 住民参加の情報伝達システムを組織すること。

が挙げられよう。後者については，巴川の災害の際にも，従来の市職員および消防団員によるシステムだけでは，実際には，非常な危険な状態で必死の活動をしてもらったにもかかわらず，必ずしも十分なものでなかったことから，これからは必須の事項と思われる。

以上のような結果から，清水市等で実現，あるいは提案された手法は，上述①については，他の手法のほかに新たに震災時にも有効な

1）同報無線の設置（＋スピーカー）

このほか

2）アマチュア無線の組織化＋市職員の居住地での出勤

の案も検討されている（電波法上一部問題あり）。

住民参加の方法としては，自主防災組織の組織化が進められており，2）の手法などと結合されれば，情報伝達システムとして有効なものになりえよう。学校からの児童家庭に対する情報伝達システムに見られるようなカスケード型（あるいはトーナメント型）のシステムは大いに参考になろう。

一情報であるが，鶴見川では，京浜工事々務所＋横浜市とラジオ関連と協定を結び災害時には，情報を随時放送にとびこませてもらっており，51年災には，有効であった。

以上方法に関する提案を行って来たが，もう一つ重要なことは，このような住民参加を必須としたシステムは，突然の災害時にすぐ満足に機能するわけではなく，日頃の日常活動が必要ということである。もちろん日常活動といっても，災害そのものが非常に非日常性の高いものであるだけに，機械的なそれではあまり効果がなく，種々の工夫をこらす必要がある。

表－1　各種情報伝達手段

評価項目 / 伝達手段	即応性 昼夜間を問わず対応性	瞬時性 情報伝達の迅速性	確実性(I) 伝達の確認の可能性	確実性(II) 受信者と受信装置との接近性	広域性 伝達可能範囲の広さ	装置の不必要性 受信側での受信装置の不必要性	準備の不必要性 受信側での受信装置の不必要性	同時性 同一情報の多数同時受信の可能性
テレビジョン	◎（いつでも5分以内で放送可能）	◎	×	◎	◎	×（受像機の設置が必要）	×（スイッチをつけることが前提）	◎
ラジオ	◎（いつでも2～3分で放送可能）	◎	×	◎	◎	×（受信機の設置が必要）	×（スイッチをつけることが前提）	◎
電話	○	○（回線が錯綜している場合は待ち時間が発生する）	◎	◎	◎	×（電話機の設置が必要）	×（受話器を取ることが前提）	×（マンツーマン方式が原則）
広報無線	◎	○	×	×	○	◎	◎	○
有線放送電話（電話装置／放送装置）	◎	○	×	○	○（気象条件によって情報の到達範囲が左右される）	◎（但し，応答性を確保するためには電話機の設置が必要）	◎	○（複数のラウンド・スピーカーからの音のかぶりを防ぐために同時放送が難しい）
防災警報ベル（屋外）	◎（自動化が可能）	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
広報車（スピーカー付）	○	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
サイレン，半鐘	○	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
探照燈	○	○	×	×	△	◎	◎	○
アマチュア無線	◎	◎	◎	◎	◎	×	×	△
人（肉声／メガホン／ハンド・マイク）	△	×	◎	◎	×	◎	◎	×

の機能評価と問題点

具体性 具体的な情報内容の伝達可能性	応答性 情報内容の問い合せに対する回答の容易性	注意喚起の容易性 受信者の注意喚起の工夫の容易性	事故等への対応性 停電等に対する対応性	継続性 情報伝達を連続して行えることの可能性	経済性 コスト	問題点
○ （ローカル局の利用による）	×	○ （警告音の同時放送は可能）	△ （携帯テレビの利用による）	△	(◎)	・ 防災機関に於ける情報発表時期の遅れが放送時期の遅れの最大の原因となっている。 ・ 防災機関が発表する情報の抽象性が具体的な情報を放送できない原因となっている。
○ （ローカル局の利用による）	×	○ （警告音の同時放送は可能）	○ （携帯ラジオの利用による）	△	(◎)	・ テレビジョンの場合と同様の問題点がある。
◎	◎	△ （呼び出しベルの形式変更は技術的には可能）	×	△	×	・ 回線の容量内でのみ伝達が可能であり容量オーバーは回線故障を起こす。
◎	×	○	○	○	×	・ 送信する者は資格が必要である。
◎	○ （電話の利用による）	○ （ラウンド・スピーカーによる警告音の放送が可能）	×	○	×	
×	×	○	×	◎	×	・ 気象条件・住宅の密閉性等によって受信の可能性が左右される。
◎	×	○	△	△	△	
×	×	○	○	◎	○	
×	×	×	△	○	○	
◎	◎	×	△	△	×	
◎	◎	△	◎	△	◎	

例えば，広報映画の作成－小中学校巡回－懸賞感想文の募集－父母への浸透，といったパターンもあるだろうし，適切な時期に災害時最低必須事項のメモを配布するのも一法であろう（これは，相対として埋れてしまうパンフより，襖間等に貼っておける一枚紙の方が有効である。適切なものではないが１例を表－２に示す）。(3)映画の作成は，経費のかかる方法なので，どこでも採用できるものではないが，方法的には有効な方法なので，然るべき行政機関と協同で，災害の話* そして河川管理者側の対応の紹介・防災のあり方などまとめて見るのがよかろう。映画では京浜工事々務所がわかりやすいものを作成して好評を得ている。

例示を重ねるが，昔の災害時の写真の配布，あるいは陳列，洪水痕跡の表示（電信柱等），及水予想図の公表なども住民意識高揚の立派な手段と思われる。

(2) 土木研究所：流域総合洪水防御計画調査　その３　土木研究所資料№1238，S．52．３

(3) 中島陽太郎　田村信之：大阪湾高潮の予警報と避難防備対策・第１３回自然災害科学総合シンポジウム１９７６，１０

＊古老の話，災害の写真，開発に伴なう流出増など多角的な面から説得性のある話をまとめる。

ま と め

災害が終ったあとで，もしあのとき１時間あるいは１０分通報が早かったら……という話もあろうかと思われるが，実際この１０分が意外に有効なことがある。すなわち，テレビ１台，フトン数枚そしてタタミ数枚を２階に上げられたことが被災感をやわらげ，またその結果路上に出されるゴミがへり救援活動も円滑に動き，後仕末日数がへり，結局は事後の災害の拡大を防ぐことになることを理解しなければなるまい。事後のあと始末が，被害感をもっとも大きくするという結果も得られている。情報伝達をおろそかにせず，より有効なシステムの開発に努力すべきである。

（総合治水研究室
水文　〃）

表－2　水害，その他災害に対する一時避難処置について

1. 避難命令　避難命令は区長が発令する。避難命令がない限り一時避難場所は開設しない。

2. 命令の伝達　避難の必要ある場合は，警察官，消防署員，赤十字奉仕団員，水防団員の協力を得て，口頭をもって伝達すると共に，次のとおりサイレンを吹鳴して避難すべきことを伝達する。

サイレン	鳴る○1分間（約5秒休止）鳴る○1分間（約5秒休止）鳴る○1分間

◎注意　特別火災警報（上の避難命令と間違わないように）

サイレン	鳴る○30秒間（約6秒休止）鳴る○30秒間（約6秒休止）繰返し

3. 一時避難所　避難の場合は，警察官，消防署員，赤十字奉仕団員，水防団員の誘導により，下記最寄りの場所へ避難すること。

避難所	電話番号	所在地	校下区域
港高等学校	583－1401	波除 2丁目 3－ 1	波除
市岡高等学校	582－0330	市岡元町 2丁目 12－12	波除，南市岡
市岡東中学校	582－8580	市岡元町 3丁目 2－18	波除，市岡
波除小学校	583－4000 583－0790	波除 3丁目 6－ 8	波除
弁天小学校	573－5812 573－5813	弁天 2丁目 9－35	弁天
市岡商業高等学校	571－5301	弁天 1丁目 5－23	弁天
市岡中学校	572－7231	磯路 1丁目 5－21	磯路
磯路小学校	571－5300 571－0355	磯路 3丁目 7－ 7	磯路
南市岡小学校	582－0390	南市岡 2丁目 6－35	南市岡
市岡小学校	571－0550	市岡 3丁目 2－24	市岡
港南中学校	573－0051	三先 1丁目 5－28	市岡，三先
田中小学校	573－0031 573－0032	田中 2丁目 10－34	田中
三先小学校	571－0019 571－1244	三先 2丁目 6－32	三先
池島小学校	571－4354	池島 2丁目 5－28	池島
港中学校	572－4461	池島 1丁目 5－35	池島，八幡屋
八幡屋小学校	571－0013	八幡屋 3丁目 3－ 5	八幡屋
港晴小学校	574－6636 574－6637	港晴 1丁目 3－12	港晴
築港小学校	573－2445 573－2446	築港 1丁目 10－38	築港

この表は必ず見やすい場所に貼って下さい

（ただし，三先校下福崎地区および築港校下港頭地区の避難については，特別措置をとることがある。）

4. 避難上の注意
(1) デマに迷わず，警察署，消防署，区役所，赤十字奉仕団，水防団の情報を信ずること。
(2) 衣料，寝具，家材は二階又は天井の上にあげて置くこと。
(3) 一時避難所へは家財道具，その他大きな荷物を持ち込まないこと。
(4) 不必要の火気，灯火は全部消し，留守宅に間違いの起こらないようにすること。
(5) 近所の人は一団となって互いにたすけあい避難すること。
(6) 身体障害者，病弱者，妊産婦，乳幼児はできるだけ身寄先に避難させること。
(7) 一食ないし二食分の食糧及び飲料水，米穀通帳，その他の貴重品は必ず携行すること。
◎(8) 避難所の保健衛生のため便器，（なければ古バケツ及び新聞紙）を必ず持参のこと。
(9) 働ける人は家に残って，水防団や赤十字奉仕団に協力して警備救援業務に従事すること。
◎(10) 避難所では必ず係員の指示に従うこと。
◎(11) 避難命令が出ても災害救助法が発令されない限り，一般物資は配給しない。

4 — 4

堤防調査における間接調査法の実用性について　（53. 関東）

（質　問）

堤防における堤防安全度の評価基準について（河－5）を参照。

（江戸川工事々務所）

（回　答）

質問にある間接調査法とは弾性波探査，電気探査，密度検層等を指しているようであるが，これらから把握できるのは，土の密度あるいは水の有無であって（これも直接測定できるものではなく，たとえば弾性波探査でわかるのは弾性波の伝播速度であり，それから土の密度あるいはもっと漠然としたかたさとでもいうべき性質を推定するにすぎない），堤防の安全性に重要な関係を持つであろう強度の弱い個所，透水係数の大さい個所を，判定することは非常に困難と考えられる。

たとえば弾性波探査の結果，明らかに密度の異なる層があると断定するためには，密度に相当差のある層がかなり広範囲に存在しなければならず，土中にかなり大きな岩があるとか，相当大きい空洞が存在するというような極端な場合以外には，土層の微妙な変化はとらえられないといわれている。もともと均質にすることを意図して作られた堤防の中の不均質性を発見するのには不十分な精度の調査法であろう。

質問に想定されているような調査法は，相当広範囲な地域をかなり巨視的に探査することを目的としたものであり，また堤防の安全性に最も関係深い強度や透水性を知るために他の性質（たとえば弾性波の速度）から推定しなければならないということは，そのような関係を示す資料のない現状ではこのような調査法が役立つ可能性は低いといわざるを得ない。

（土質研究室）

4 — 5

堤防における堤防安全度の評価基準について　（53. 関東）

（質　問）

既設堤防の安全度を調査し，弱点ケ所の発見とその補強工法を検討する目的で，調査を行なっているが，長大な堤防全てについて，直接ボーリングを行ない，種々の土質試験を実施（直接調査法）することは，莫大な経費がかかる上，堤防に穴をあけるという点で多くの問題がある。そこで，間接的に，電気探査，密度検層等で，堤防調査を行ない，ボーリング調査との相関を調査しているが，両者の間には，有意な相関関係を見い出し得ず間接調査法の実用性について疑問を抱いている。

又，堤防安全度の評価基準が確立されておらず，危険ケ所のランク付等を明確にしにくいのが現

状である。

以上2点について御教授お願いします。

（江戸川工事々務所）

（回答－その1）

堤防は，堤防に通常の状態で作用する外力（自重水圧，浸透流，等）に対して築堤断面の抵抗力を土質力学上の知識から安定解析して構築されている。一方堤防は長大な区間に対して均質に構築きれていても，その河道内の流れの状態によっては安全性を欠き破堤する例もある。堤防の破壊の原因と機構については，これまで水理学，土質力学あるいは構造力学など種々の観点から検討されているが，水（降雨，洪水）を主体とした現象形態と，堤体構成材料を主体としたものに分類して，その原因を列挙すると，

1）水の現象形態による破堤原因

越流，流量集中，浸透，漏水，侵食，洗掘，衝撃

2）土の現象形態による破堤原因

膨潤，間隙水圧の上昇，沈下，きれつ，変形，滑動，振動

等の種々の要因が考えられ，実際にはこれらの現象が複合して破堤の原因をなしていることが多い。このうち過去の破堤例ははとんど越流によるもの，漏水によるもの，洗掘によるもの，に主因を求められるが，破堤にはいたらなくても，堤体法面のすべり破壊の事例が多く見られている。

ところで一般に構造物の安全度といった場合，工学上は，抵抗力と作用力の比，として定義されるものが多い。この考え方を堤防の安全度にとり入れるには以下にのべるような問題点があり，

1）洪水時に堤体に作用する破壊に主因となる外力の種類とその強さを決定することが困難である。

2）堤体がもつ抵抗力もその作用外力の種類により異なり，かつ抵抗力自体も決定しえないこと。

したがって，堤防安全度の評価基準も明確にしえない現状である。

一方，堤防等の危険ケ所については，これまで現場技術者の豊富な経験に基づく洞察力により，その場所が決められ，対策工が施工されてきたが，昨今では，長大な堤防全てに対して同一基準による安全度の評価を行い，対策工を考えるということが検討され始めている。その一環に，現状堤防の土質力学的な特性を調査し，堤防安全度を土質力学上の特性値で表現するための調査が行なわれているが，いろいろな制約条件により満足すべき段階にないことは言うまでもない。

堤防の安全度を評価するために考慮すべき事項を列挙すれば，以下のものが考えられる。

1）堤体土質特性（粒度，透水性，等）

2）堤体下の地盤特性（透水性，履歴等）

3）河道内の洪水流の特性（流速，水位と継続時間，水衝部等）

4）河道特性（法線形，縦横断形，構造物の有無等）

5）堤体構造　（護岸の有無，法勾配，高さ，天端幅等）

6) その他（高水敷の植生，堤体の水みちの有無，キレツの有無，等）

これらの各項目を想定される洪水時の状況に対して総合的に勘案して検討することが，現状で考えられる最良の方法である，としか指摘しえないと考える。

（河川研究室）

（回答－その２）

土質力学の面から堤防の安全度は，安定解析による安全率の値によって評価できるということになろう。ただしこの評価基準が真に意味のあるものか（精度の高いものか）どうかは，解析に用いる理論（具体的には降雨や河川水が不飽和土の中へ浸透していく非定常浸透解析や、円弧すべりの安定計算など）と堤体土質に関する諸数値（堤体および地盤を構成している土層の状況や，強度と透水性に関する数多くの数値が必要である），堤防に対する外力（降雨強度，水位－時間記録など）などが完全なものとして与えられているかどうかにかかっている。

現時点において，降雨および外水位の時間的な変化を考慮に入れて堤防のすべりに対する安全率を算定することは一応可能である。しかし計算に用いる土質の諸数値の正しい値を知ることが非常に困難なため，その値を確定的なものとなし得ず得られる安全率は土質常数値に応じて相当の変動がみられる。いいかえると計算に用いる土質の数値いかんにより堤防が安全と判定されたり危険と判定されたりすることがあり得るということである。したがってこのような安定解析による安全度の判定の精度を向上させるために第一に必要なことは堤防の土質力学的な調査を相当精密に実施するということになるが，その調査の程度は通常の設計等に際して実施されるものにくらべると格段に詳細なものでなければならず，たとえば事故原因の調査のような非常に特殊な場合以外には到底実施不可能といえよう。

浸透流解析と安定解析を組み合わせて円弧すべり安全率で安全度を評価しようとする際のもうひとつの問題は設定すべき外力（降雨と水位の時間的な推移状況）を規定しがたいということである。どのようなパターンの降雨と出水が起こり得るのかを想定しておかなければならないことは，荷重としてあらかじめ定められた自動車荷重を対象として設計をする橋りょうなどにくらべると，単純な力学計算以前に非常に面倒な問題をかかえていることがわかる。

また安全度を検討するため安定解析を実施して安全率を計算しても，その解析の検証が行なわれなければ解析法の妥当性は証明されない。つまり，現実に破堤した堤防に関して，解析によるシミュレーションを実施したときに現実の挙動がよく説明できるかどうかを確かめておかなければならないが，越流以外の原因による破堤実例は意外に少なく（のり面のすべりは非常に多い）またそのときの破堤の状況もよくわかっていないので，現在の解析手法と実際の現象（破堤）の対比は非常にむつかしい。

このような事情から，堤防安全度の評価基準をいま具体的に示すことは不可能であるが，安全度を絶対値（たとえば円弧すべりの安全率のような）で示すのではなく相対的なものとして表現すること（いくつかのランク分けのようなもの）ならば，ある程度検討すれば不可能ではないと思われ

るので，とりあえずそのような方向で堤防安全度の評価をするように研究を進めたいと考えている。

（上質研究室）

4 － 6

遠賀川河口堰の塩水侵入機構及び堰貯水池の塩分排除方法について

（54. 九州）

（質　問）

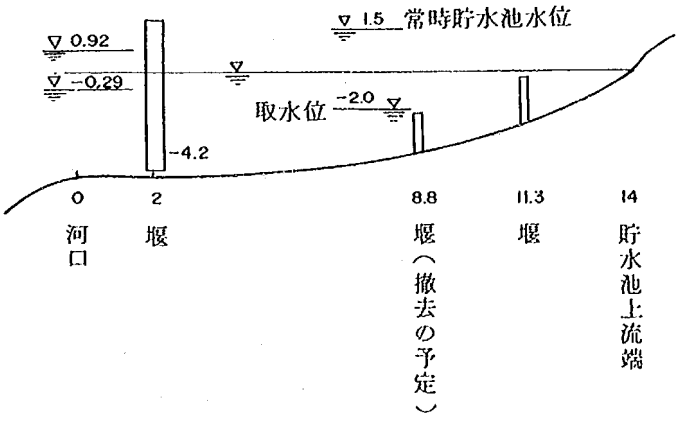
遠賀川河口堰は昭和54年10月より試験湛水開始，昭和56年4月より本湛水の予定であるが，一年余りの湛水期間中に堰貯水池内の塩水を排除する必要に迫られており，効果的な淡水化制御方式を策定するに当たって意見を伺いたい。

また，ゲート開放時の塩水侵入機構についてもあらかじめ明らかにしておく必要があるため，調査・検討方針について意見を伺いたい。

（遠賀川工事々務所）

（回　答）

遠賀川河口堰上流部（貯水池）における淡水化過程について考察する。遠賀川下流部の縦断形はおおよそ図－1のようである。堰の建設に伴う直接のしゅんせつは終了したが，河川河床形状とするためのしゅんせつは残されている。8.8 km地点に存在する堰は撤去の予定であるが，11.3km地点に存在する堰は残されるという。貯水池上流端は，計画では14 km地点ということであるから，このあたりの計画河床高がT.P.0 m程度となっているはずである。朔望満干水位は，それぞれT.P.0.92と－0.29 mで，潮位差は1.31 mである。流量は渇水流量が2～3 m^3/s，低水流量が10 m^3/s程度であり比較的小さい。反面，河口堰地点の低水路幅は413 mと，かなり広い。入退潮流量に占める河川自流量の割合は大きくない。したがって，遠賀川下流部における海水の侵入の状況は，河口堰の水門を全開とするとき，通常弱混合状態であり，朔望を中心とする数日間に緩混合状態になると考えられる。海水の侵入長が最大となるのは，流量が平水～低水程度以下である限り，成層度が最もよくなる日の直後の上・下弦後2～3日のときである。そして，河床高



図－1　遠賀川下流部縦断模式図

がT.P.0 mより若干低い12～13 kmあたりまで遡上するが，8.8 kmおよび11.3 km 地点に存在する堰の高さにより，これより遡上距離が若干短かくなるはずである。

さて，問題はこのような状況にある遠賀川下流部の2 km地点に建設された河口堰の水門操作により，昭和54年10月から昭和56年4月迄の間に貯水池を淡水化することである。河口堰の水門は洪水流量が1,000 m^3/s 以上のとき全開となるが，この期間にこの程度の出水があれば問題はない。この洪水の発生する超過確率は½程度という。流量はもう少し小さくても，ある程度の洪水が発生すれば，おそらく問題はないであろう。したがって，過去の資料に基づく流量の生起に関する流況の調査結果により判断すべきである。

つぎに，この資料から淡水化にとって最悪となる流量の条件を求めることが必要であり，この場合の淡水化現象について考察しなければならない。貯水池では成層していると考えられる下層では，ほぼ均一の濃度となるであろう。出水時以外に下層濃度が変化する原因は，ゲート部における漏水，魚道からの海水の侵入，舟の出入りがあれば開門操作に伴う海水の侵入，河床からの湧水の効果，および風による混合の効果などである。また，冬期の表流水の水温が小さくなるときに，じゅんかん流が生じ，その影響で下層濃度が小さくなることもある。このような要因の影響は遠賀川の場合，あまり顕著ではないと思われるが，試験期間中は，たとえば週1回程度の実測を行うことが望まれる。

水門操作による海水排除には2通りの方法がある。ひとつはダブルゲートを用いて底から水をぬく方法であり，他は表流水をぬく方法である。ダブルゲートを操作できるのは，堰上下流の水位差が十分にあって逆流が生じないことが必要である。この条件は，水路の底における水圧が上流の方が大きいということで，近似してよい。そのためには，上下流における鉛直面上の密度分布を測定して，静水圧分布を仮定して計算すればよいであろう。しかし，このようにして貯水池の下層の高濃度の海水を排除できるのは，貯水池の無次元密度差 $\varepsilon=(\rho_2-\rho_1)/\rho_2$ が大きく，流量が小さい場合であって，ある条件を越えて排水すると，上層の淡水を出してしまうことになる。この条件は，内部フルード数 $F_1=u_1/\sqrt{\varepsilon g h_1}$ のほか，水門付近の局部的な形状の影響があり若干微妙である。詳しくは実験または現地試験を行うとよい。なお詳しくは参考資料を参照されたい。

このような方法は，貯水池水位の上限まで水を貯めてから，短時間にその限度までの水を排水するというように，間欠的な水門操作を行えばよいが，他方，上層水を排除する方法により淡水化を促進しえれば好ましいことである。このとき，排除される上層に下層の海水が混入する機構は，連行現象，風浪による混合，および塩水くさび上流端における先端渦による混合である。通常は連行現象のみを考慮すればよいであろう。流れは貯水池の上流端付近，および下流端付近を除いて一次元流を仮定してよい。また，近似的には全体を一次元流としてもよい。下層から上層への混入速度Vmは[1)]

$$V_m=2\times10^{-3}\,F_1^3\cdot u_1 \qquad \cdots\cdots (1)$$

として，内部境界面の面積を考慮し，また内部境界面は水平と仮定して，時間間隔毎に界面位置を低下させることで計算を実施すればよい。なお，実際は界面は水平でなく，F_1も縦断的に変化しているので，このような水理量の縦断変化を考慮した一次元二層流の非定常的な取扱を行えば精度は

向上する。この計算法については必要に応じ，文献2)～5)を参照していただきたい。なお，試験湛水開始後，貯水池内の混合状況および界面形状等について実測を行って，計算の仮定状況や適合度などについて調べておくと，予測精度を高めることができる。

ところが，遠賀川における実際の淡水化過程を考えると，2つの堰上流にたまっている海水，河床の局所的なくぼみにたまっている海水，底泥より湧出する塩水および堰付近からの漏水などによって侵入する海水などがあって，単純な計算でうまくシミュレートできるとは考えにくい。現地の状況をよく勘案して判断を下すべきである。したがって，十分余裕のある計画とする必要があると考えられる。この際に供用開始まぎわにおいて，淡水化が十分に促進されていないときには，下層の海水のみをポンプ排水する方法についても検討しておくことが望まれる。

最後に，ゲート開放時の塩水侵入機構としては，2つの事項を考えなければならない。一つはゲート付近の局所的な現象であり，他はそれより上流における段波ないしは塩水くさびの非定常性である。前者については，試験湛水を行う初期の段階において，ゲート操作を行い，現地試験を行うとよい。試験方法の詳細については別途報告したいと思う。また，ゲートより侵入する海水の一次元的な運動については，数値計算により推定することも可能である。文献2)～5)を参照していただきたいと思う。以上は平水時のゲート操作に伴う海水の侵入の問題である。試験湛水中に必要があって，ゲートを操作するときにのみ事前に検討しておけばよい。

本湛水開始後に主ゲートを開放するのは洪水時で流量が270 m^3/s以上のときである。この場合にゲートより海水が侵入しない条件は，堰位置の水深が限界水深より小さいということである。そこで，無次元密度差 $\varepsilon=(\rho_2-\rho_1)/\rho_2=0.025$，$h_1=4.2m$，および $B=50m$ とすると，一門あたりの限界流量 Qc は

$$Qc=\sqrt{\varepsilon g h_1^3\cdot B^2}=\sqrt{0.025\times 9.8\times 4.2^3\times 50^2}=213 m^3/s$$

となる。したがって，流量が270 m^3/s以上となったとき，ただちに主ゲートを全開すれば海水は侵入する可能性があるが，ダブルゲート等の調節ゲートを閉めながら，主ゲートを開放すれば海水は侵入しないことになる。計算の仮定に若干の問題はあるが，いずれにせよ，一門あたりの流量が213 m^3/s以上となるように水門を操作しないと海水は侵入する可能性がある。しかし，ゲート開放後，時間の経過とともに，堰下流部の海水濃度は減少するので，それに応じて限界流量は減少する。このような現象の定量評価は，密度流現象を平面的に2次元の不定流現象として取扱い，数値計算を行うほか，現地観測を行って予測精度をあげることが必要である。

ところで，洪水が1,000 m^3/s となると全ゲートを開放するということである。このときは河口出口の直下流において，おそらく導流堤の先端部において，内部ジャンプが発生する。このような場合には，潮位変動の影響を無視することが可能であり，定常流としての塩水くさびの計算をすれば，海水の侵入状況を把握することができる。

〔参考資料〕　水門の潜り流出による塩水排除

河口堰による堰上流貯水池の塩分排除方法としては，水門を閉じ，上流側の水位を高め，または退潮時水門を適当な開度で開け，潜り流出の状態で下層の塩水をフラッシュし，上流貯水池の塩分量を制御することが考えられる。水門により下層塩水のみを排除（または下層取水）する限界につ

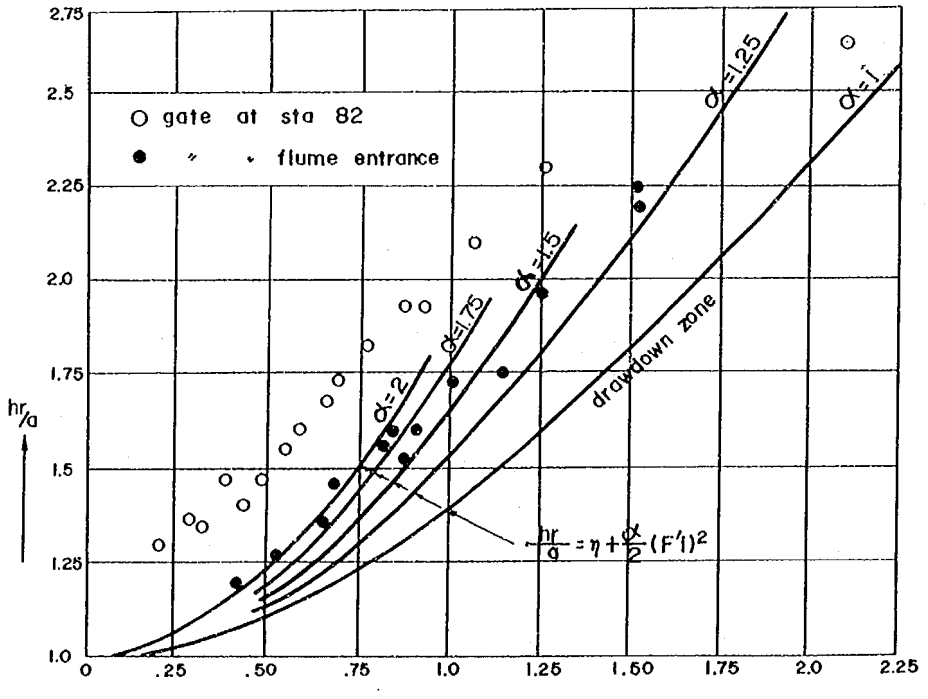
いては，Harleman，Gooch と Ippen の研究[6]がある。

Harleman 等は，下層流体について貯水池内と水門流出口（リップ先端）とでエネルギー方程式を適用し，

$$\frac{h_r}{a} = \eta + \frac{\alpha}{2}(F_i')^2, \quad \eta = 1 - \frac{\Delta h_m}{\varepsilon a} \qquad \cdots\cdots (2)$$

を得ている。ここに a：水門開度，h_r：貯水池内の水門敷高から境界面までの高さ，$\varepsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2$，$\rho_1$，$\rho_2$：上下層の密度，$\alpha$：流速分布補正係数，$F_i' = (u_a)i / \sqrt{\varepsilon g a}$，$(u_a)i$：下層水のみの限界流出平均速度，$\Delta h_m$：流出口の流線の曲率による圧力減少値である。

これより η の曲線を実験的に求め，h_r/a と F_i' との関係を(2)式にもとづいて種々の値に対して求めて実験値とともに示したのが図－2である。実験の結果では，F_i' の小さいときには，$\alpha = 2$，



図－2　水門取水の特性曲線（h_r/a）と（F_i'）との関係

大きいときには$\alpha = 1.1$となり，さらに損失水頭が無視できない場合には，これらの曲線群は上の方へシフトする傾向となる。しかし，現地観測データーがないので，今のところ明らかでないが，乱流の流れである現地の条件では，$\alpha = 1.1$という値が合理的であろうと考えられている。これより水門開度a，およびε，hrが与えられれば，図－２より下層水のみの排除限界の流速，流量が得られる。なお，これは限界条件のみである点に注意する必要がある。

いっぽう山口・高橋[7]'は，同様に$F_i'' = u_a/\sqrt{\varepsilon g a}$について，$\alpha$の影響は無視できるとして，淡塩排出比$Qs/Q$に関して実験を行い，図－３の結果を得ている（ただし，$F_i'' > 2$の範囲）。ここにQs：塩水流量，Q：全流量である。Qs/Qは，H_2/aにも影響されるが，影響のない範囲$H_2/a > 9$に対しての結果である。ここにH_2：水門下流側水深，図－３より堰地点の全流量Qおよび開度a，ε，h_rがわかれば，淡塩排出比Qs/Qを求めることができる。以上は，上流貯水池内が二層化している場合であり，貯水池水深が浅い場合は，風等によって混合され，層化されない場合等の問題もある。しかし，この扱いについては，実験的にも理論的にもまだ確立されていない。

なお，水門からのもぐり流出速度は

$$u_a = \beta\sqrt{2g\{(hr + (1-\varepsilon)h_1 - H_2\}} \qquad \cdots\cdots (3)$$

であり，流出係数βは実験または原則によって定める。おおよそ$\beta = 0.6$程度であると思われる。

（参考文献）

1) 須賀・高橋：淡塩二層流の連行係数，土木学会年次講演会，１９７６.

2) 須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算，土木学会海岸工学講演会論文集，１９７７.

3) 須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算（その２），土木学会年次講演会，１９７８.

4) 須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算（その３），土木学会海岸工学講演会論文集，１９７９.

5) 須賀・高橋：内部抵抗係数に関する再考，土木学会海岸工学講演会論文集，１９７９.

6) Harleman, D.R.F., R.S.Gooch, and A.T.Ippen : Submerged Sluice Control of Stratified Flow, Proc. ASCE, Vol 84, no, HY 2, pt.1, April, 1958.

7) 山口・高橋：利根川河口堰塩水遡上に関する模型実験報告書：土木研究所資料第５４４号，昭和４４年３月

（河川研究室）

4 － 7

水産資源保護と河道計画との関係について　（54. 九州）

（質　問）

① 工事に伴なう事項

河川の低水部施工については，濁水が鮎の生育に影響することからして，現在２～３重仮締切し，濁水をろ過排水して対応しているが，仮締切盛土及び撤去の時点でトラブルを生じる例がある。他に工法があれば，ご指導いただきたい。

② 計画断面に関する事項

高水流量の流過能力増大をはかるために現河床を掘りさげる計画がとられているが，瀬や深みがなくなり，魚族に適した低水路がなくなる。鮎の生活条件と思われる断面，縦断，水深，生物等をとらえた施設をご指導いただきたい。

③ 河口維持方法に関する事項

鮎の遡上と河口開口状況は非常に関係が深いとされており，開口維持の方法と併せて遡上に最適な断面維持についてご指導いただきたい。

（延岡工事々務所）

（回　答）

1. 工事に伴なう事項

鮎の遡上における濁水忌避行動はきわめて敏感なものとされ，産卵時における濁水の影響は致命的であり，また降下・摂餌にも影響ありとされている。

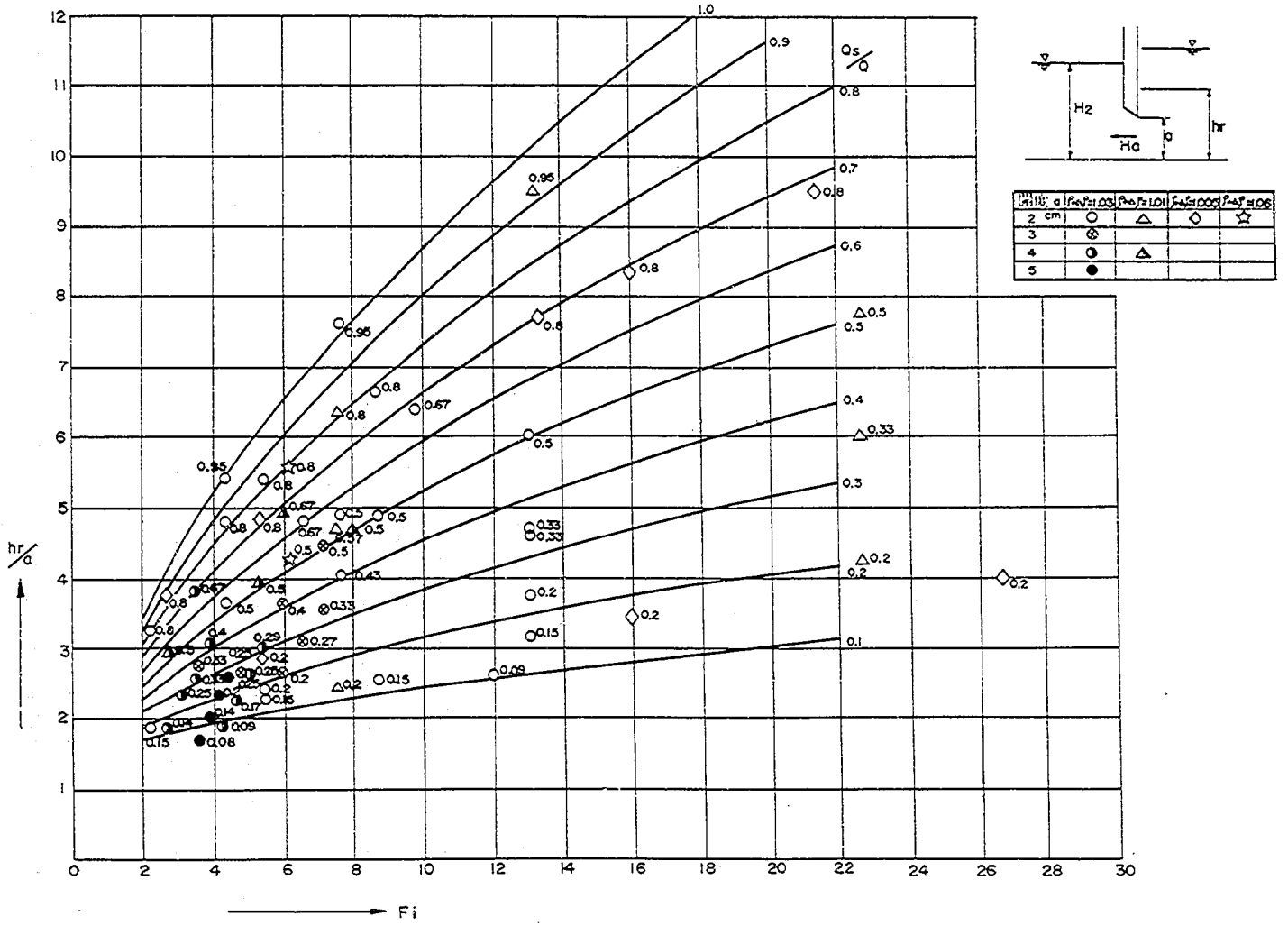
本質問は，河川低水部での種々の工事に伴ない発生する濁水の流出を抑える現在の対応策－仮締切盛土－にまだ問題があり，新工法はないかとの問題提起である。

現在の対応策では，盛土の際，および同盛土撤去の際の土砂流失がトラブルとなっており，工事中は２～３重仮締切による沪過沈積効果のため問題はないと判断されている。

この手法でのトラブル発生原因は，盛土自体の土砂流失とともに，沈積した沪過池内の土砂の流失が加わるものと考えられる。トラブルの直接的解決としては，盛土自体からの土砂の流失の起こりにくい袋詰構造（サンドバッグ，サンドマット，土のう）とすることによって一部改善を図れよう。沪過池内の沈積土砂については，周辺の盛土撤去以前に除却する方法など，キメの細かい方策に頼る以外に方法はなさそうである。

常時水深が小さく，また平水流量の小規模のところでは通常，瀬替えによる方法がよく行われている。

常時水深の比較的大きい場所では，矢板仮締切やオイルフェンス方式などが考えられる。大規模な濁水発生工事では矢板等による方式が定着しているが，当該工事規模での経済性が問題であ



図－3　　$hr/a \sim F_i'$

ろう。オイルフェンス方式ではその一部のタイプについて試験的に河道内工事で実施された例があるが，沈降速度の大きい成分が垂れたフェンス網の下部から流失したことがあったとされている。

このように，工事規模，濁水対策経費，補償金額等を総合的に勘案して，濁水対策を実施するのが望ましいが鮎の生態，とくに産卵期・産卵場所への濁水の影響を回避できるような工事時期の選択がとくに重要である。

2. 計画断面に関する事項

鮎はその一生において，清浄な河川のもろもろの場所の種々の流況を必要とする。その生態は詳しく調査研究されており，産卵・降下・海域での生態・仔アユの河口での滞留・遡上・生長・生息などの各時点で，必要とする流況・水質・底質などが次第に明らかにされつつある。

流過能力不足を解消するための河床掘削工事は，河道の現状を一部，あるいは大きく改変する可能性があるばかりでなく，比較的長期間を要するものであるから，工事の影響が下流河川全体に長期にわたる恐れがある。こうした意味で，工事手法や現状の流況確保などについて綿密な計画をたてておくことが重要であろう。

本質問は，鮎の生活条件を確保するための掘削後断面形状の指針に関するものである。

指針を得るためには，当該河川での鮎の生息状況（河川ごとに違いが見られる）を調査し，把握したのちに，掘削河道区間の鮎の一生における役割を調べあげることが重要であろう。掘削区間によっては非常に細かい配慮が必要な場合もあろうし，あるいは工事時期さえ配慮すればあまり問題とならない場合もあろう。

工事そのものは調査結果と掘削区間の役割とにもとづいて，ある程度の瀬や深みが再現できる手法が計画されることになろう。掘削後の出水でも自然に瀬や深みが形成されるものと十分期待してよい。

しかし問題は，河床の状態を旧に復し得ても，計画横断面形状（特に平均水深の増加）や工事手法などが原因となって，従前通りの鮎の遡上が期待できる保障がないことである。しかし水中生物の回復再現にある程度時間を要するほか掘削後の出水ののちにはじめて鮎が遡上することも考えられる。こうした意味では鮎が生息可能になるまでの長期的視野も必要である。

最近，魚族の保護に適した各種コンクリートブロックが開発設置されており，そのいくつかの事例によれば，鮎の漁獲高が増加したと伝えられるものもある。この種のブロック設置が鮎の回帰を必ずしも保障するものではないが，可能性を高くするものとして一考の余地ある施設である。

3. 河口維持方法に関する事項

鮎の一生では，仔アユの降海の際の河口通過，翌春先きの河口付近海域への集中，および海水・淡水混合域での生活が，河口の持つ役割とされる。

このうちとくに，海域に形成される淡水の楔が大きいほど，河口付近海域に集中した鮎の走淡

水性・水温選択性を刺激して，遡上量が増加するとされている（呼び水量と遡上量の関係）。走流性と好む流速とがあり，満潮直後の退潮時に日周期をもって河口を遡上するとされている。

海水・淡水混合域での生活は，上流への遡上の準備段階であり，重要な水域である。また河口部では，両岸や中州の岸辺の浅瀬沿いに遡上するといわれる。

一方自然河口開口部は，波と漂砂，河口流量と供給土砂量などのバランスの状況によって季節的変化を繰り返している。自然河口状態ではすでに鮎の遡上の実績があることから，その開口状況を維持することになる。

問題は，洪水流通能力を増加するため各種の河口処理を行わねばならない場合である。ブロック積み等の短い導流堤で，洪水時には砂州のフラッシュを期待する河口処理計画では従前と変わらぬ河口の役割を果たすことになろう。しかし漂砂の移動限界水深まで導流堤を出し，導流堤内水深を維持するような場合は，複雑な淡水海水混合状態にいかなる変化が生じ，鮎の遡上にどのような影響・効果が生ずるかを全体的に把握することはきわめて困難であり，まだ定説はない。類似の河川での鮎の遡上状況についての調査が望まれるところである。

（都市河川研究室）

5. ダムの計画調査に関する問題点

5－1

利水計算における計画基準年の評価について　（52. 沖縄）

（質　問）

利水計算の立案に当り最も重要な問題は計画基準年の設定である。一般に利水計画は渇水流況あるいは，マスカーブ法による開発可能量の尺度によって渇水をとらえ，原則として１０ケ年の第１位相当を対象とし，又，貯水池運用計画は単年度であり貯水は１年単位で復水するのが通常である。しかし沖縄のダム計画においては単年度復水スタイルでなく数ケ年復水で検討されている。この様に数カ年復水で計画を設定する場合，計画基準年，渇水の程度を表現する尺度についてどの様に考えれば良いか御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

利水計画における一般的な計画基準年決定方式は，過去の実績流況および基準点確保流量を与えてマスカーブ法により必要利水容量を計算し，１０年間の年間最大必要容量（１０年間で１０個）の第１位，あるいは２０年間の年間最大必要容量の第２位の年を計画基準年としている。この場合，経済効果を考慮して開発水量を増大させることが妥当と考えられるときには，１０年間での第２位の年を計画基準年とすることもあるが，この場合第１位生起年についての運用計画についても十分に検討しておく必要がある。また，マスカーブ計算時に補給必要期間が経年である場合にも１０年間第１位相当容量を必要とする年（２年以上にまたがるものを含む）を計画基準年とすることが妥当であろう。

計画基準年の決定に際して１０年の流況資料がどの期間であるかということも重要な問題であるが，利水安全度を精度よく評価するという観点に立つとできるだけ長期間の流況資料から必要容量の生起頻度を検討することが計画の精度向上のために望ましい。このとき，流量資料が十分長期間にわたり得られない場合には，比較的長期間にわたるデータの得やすい降雨を流量に変換し，流況を推定したうえで利水安全度の検討を行なうなどの方法がある。

一方，計画基準年よりも厳しい渇水が生起することは十分に起りうるので，このときの節水運用計画，用途別節水方法とその社会・経済的な影響，万一ダムからの補給がほとんどできなくなった場合の代替水源等について，渇水時の対処の仕方を利水計画の段階で考慮しておくことが肝要であり，それについてもあらかじめ過去の流況あるいは推定流況を用いて検証しておくことが必要であろう。河川水の開発利用が進むと経年貯溜の考え方で計画を立てる必要が生じてくる。このような場合，渇水状態が長期にわたる場合が考えられる。また，長期貯溜による蒸発等のロスなどについての配慮も必要となろう。しかし利水の計画基準年，つまり利水の安全度をどのように考えていけ

はよいかについては，基本的には一年単位で復水する場合と同様に，計画基準年よりも厳しい年でどのような貯水池運用，節水方法をとればよいか，既得用水との調整も併せて検討し，利水の安全度を下げるにしても，利水者がその安全度でよいと考え，かつこれに対する河川管理者が妥当であると認めることが必要である。このような検討などにより所要の安全度を有する基準年すなわち貯水池規模が決定されていくものと考える。

次に，利水計画あるいは運用計画上の渇水の程度を表現する尺度としては，必要容量の他には，不足流量，不足期間，不足流量の必要水量に対する割合と不足期間の積の総和（％・day）等が考えられるが，渇水状態の把握は開発が進むにしたがって流況的なものから必要容量へ，さらに量的なものから時間的な要素も加味したものへと変化していくこととなる。これらの値を総合的に比較することによって計画の参考とすることができる。しかし，たとえば，上水道の場合では関東地建が東京都の水道局の協力のもとに，昭和44年10月に実施した都内水道利用者に対するアンケート結果とか，新聞等でとりあげられた時の節水状況からして，600~900％日が給水制限としての一応の限界であるといわれている。これらの評価項目と渇水の社会経済的影響については，明確ではないので，あくまで計画の相対的な評価を行なううえでの参考となるものである。

（水資源開発研究室）

5－2

河川構造令における設計洪水流量の算定について　（52. 沖縄）

（質　問）

先に制定された河川管理施設等構造令によればダムの設計洪水流量の算定は地域別比流量値を考慮し算定するものとされ，概ね，20km^2以上の流域面積をもつものに適用するとされている。沖縄のダムにおいては，ほとんどが20km^2未満の流域面積をもつものがほとんどであるが，これらの水流域での解析においてはどの様な方法をとれば良いか御教示ねがいたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

河川管理施設等構造令第2条第3号において定義される「ダム設計洪水量」を定める場合の比較すべき流量として，"当該ダムに係る流域と水象若しくは気象が類似する流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水に係る水象若しくは気象の観測の結果に照らして当該地点に発生するおそれがあると認められる洪水の流量"がある。

この中で，水象の観測の結果に照らして求める際に用いることができる比流量図は，全国のダム地点で観測された既往最大の比流量を，地域別に集水面積との関係で表わしたものである。（水政課長，開発課長通達「河川管理施設等構造令施行規則の運用について」（昭和52年2月1日付）土木研究所資料第1247号「全国ダム地点地域別比流量図（1976年）」（昭和52年3月）参

照）

しかし，この比流量図は，前記の通達により当分の間，小流域を除き用いることができるものとされている。

ここでいう「小流域」とは，20 km^2を目安としており，これ以下のダム流域に対しては，つぎのような理由によりその近傍における流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水を生じさせた気象現象の観測資料を用いて適切な流出解析を行ない決定する必要があるのと判断によるものである。

○小流域のダムにおける流量観測値が全体的に少ないこと，また，得られているとしても，極地的な豪雨による流量値として採用するのに十分であるかどうかの問題があること。

○小流域のダムにおける流量観測値は，一般に，1時間々隔等での貯留量の変化と設流量とによって算定されており，平滑化された値である。このような値をもとにして得られた比流量図をもとに小流域のダムの設計洪水流量を定め，設計洪水位を定めるには洪水波形（特に最大流量の継続時間）の影響が大きく，これと併せ検討する必要があること。

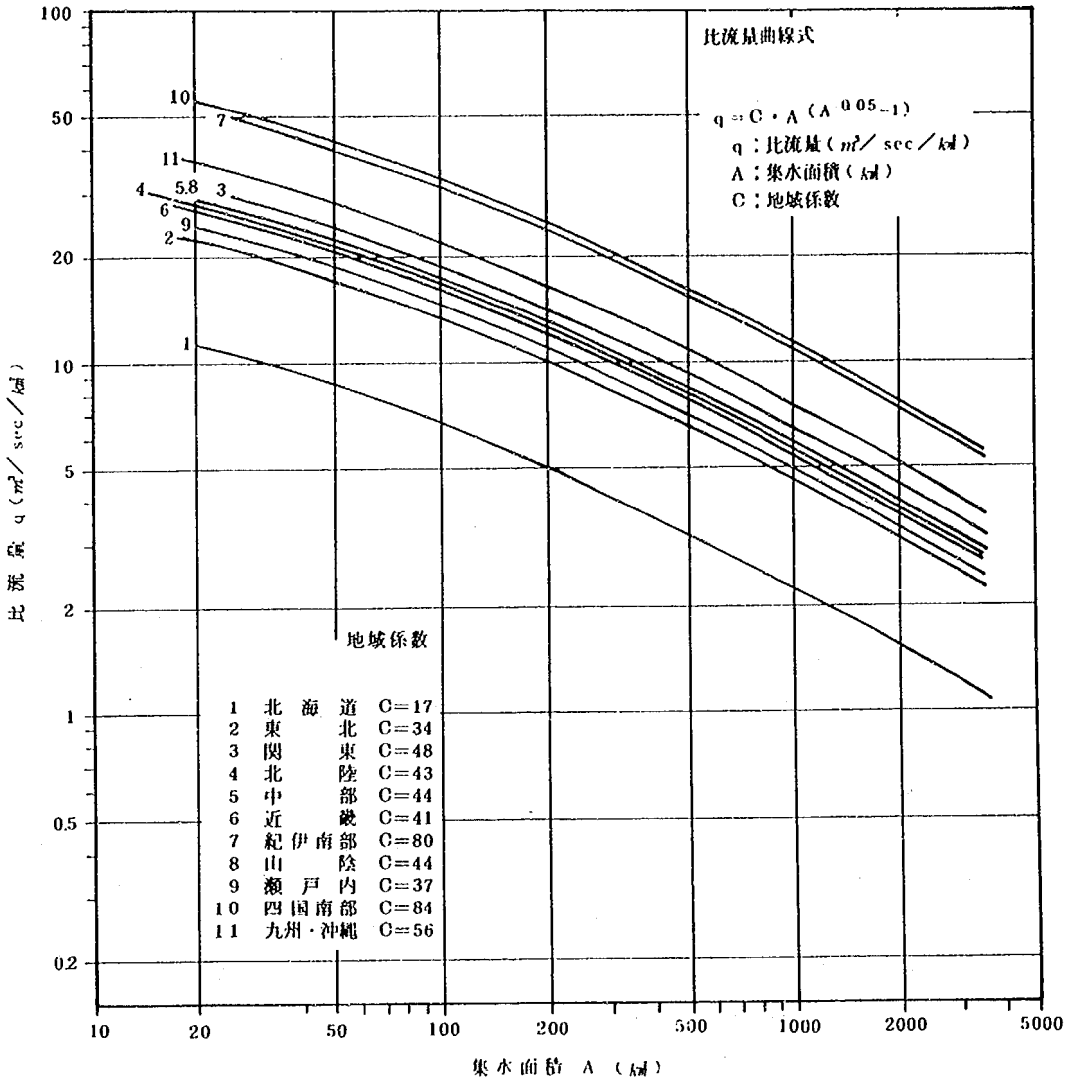
なお，流域面積と洪水到達時間との関係を調べた結果によると，20km^2程度の流域での洪水到達時間はほゞ1時間となる。

このようなことから，降雨から流量を算定するには流出モデルとその定数の決定などの問題があるが，当分の間，小流域のダムの設計洪水流量の算定には，比較的長期に，かつ多地点において得やすい降雨資料を用いていく方法がとられていくものと考える。

この場合，当該ダムの属する地域における既往の降雨の強度とその範囲などについては十分に調べておく必要があり，この為の参考に供することを目的に，当研究室において調査を進めており，地域別比流量図との関連において定める方法も含め，小流域のダム設計洪水流量の決定手法についての検討をおこなっている。

いずれにしても，小流域のダムについては，極地豪雨により異常な洪水が出現する可能性も強く，特にフィルダムの場合には，かなり安全側のダム設計洪水流量となるようこれを決定することが望ましい。

（水資源開発研究室）


比流量曲線式
q = C・A（A 0.05−1）
q：比流量（m³／sec／km²）
A：集水面積（km²）
C：地域係数
比流量 q（m³／sec／km²）
集水面積 A（km²）
地域係数
1 北海道 C=17
2 東北 C=34
3 関東 C=48
4 北陸 C=43
5 中部 C=44
6 近畿 C=41
7 紀伊南部 C=80
8 山陰 C=44
9 瀬戸内 C=37
10 四国南部 C=84
11 九州・沖縄 C=56
100
50
20
10
5
2
1
0.5
0.2
10
20
50
100
200
500
1000
2000
5000

附図　　地域別比流量図

5 -- 3

穴あきダムの設計堆砂量の取扱いについて　（54. 九州）

（質　問）

常時湛水を行うダムにおける設計堆砂量は100年堆砂容量を確保している。これに反して穴あきダムの場合慣例的には１０年堆砂容量を設計堆砂量としているが，穴あきダムの場合は不用ではないかとの意見もあり，穴あきダムにおける堆砂容量の取扱い及び既設穴あきダムにおける実例についてご教示願いたい。

（熊本工事々務所）

（回　答）

多目的ダムの堆砂容量は，原則として100年間に溜まる推定堆砂量をとるものとされている。しかしながら，洪水吐より土砂を流下させる構造としたもの，貯水池への流入土砂を計画的に排除するもの等，特別の対策を講じたものについては，必ずしも100年堆砂量を採用しなくても良いことが，河川砂防技術基準(案)に説明されている。（計画編，第10章，第２節・2.1堆砂容量）

つまり，例外的に特別の対策を講じたものについては必ずしも100年堆砂量を採用しなくても良いとの方向づけがなされていると解釈することができよう。したがって，ここでは，穴あきダムの洪水吐が特別の対策として評価し得るか否かということになるが，基本的には，常時流水を貯溜しないダムにおいて，当該洪水吐によって水理的に得られた平衡堆砂面以下の堆砂量が，この場合の貯水池計画上の堆砂量ということができる。逆に，平衡堆砂面以上の容量を貯水池有効容量として評価し得るものと言えよう。しかしながら，貯水池の堆砂形状は，貯水池への流入土砂量，流入土砂の物理性状，貯水池の水理量（流入量，放流量，水位変動等），土砂排出の水理的，構造的機能等の複雑な要素の組合せによって決定されるものであり，これを的確に予測することは難しい。

したがって，慎重な現地調査と解析が必要となり，また，確実度の高い対応策が要求されることとなろう。また，場合によっては，水理模型実験等も踏えて，不確定要因を補うべく計画上の安全度確保に留意する必要がある。

本件については，冒頭にものべたとおり，原則的には100年堆砂をとることとされており，あくまで例外的なものとして対処する必要があると言わなければならない。

このような観点から，行政的な波及効果にも留意しつつ，個別案件毎に本省等と相談されることが望ましい。

5 — 4

渇水評価手法について　（54. 九州）

（質　問）

現行における利水計画は，渇水確率 1／10を対象として策定されているのが一般的であるが，利水の安全度に関する評価手法として%—day 法等があるが，これ以外の評価手法に関する現状及び検討事例等について御教授願いたい。

（筑後川工事々務所）

（回　答）

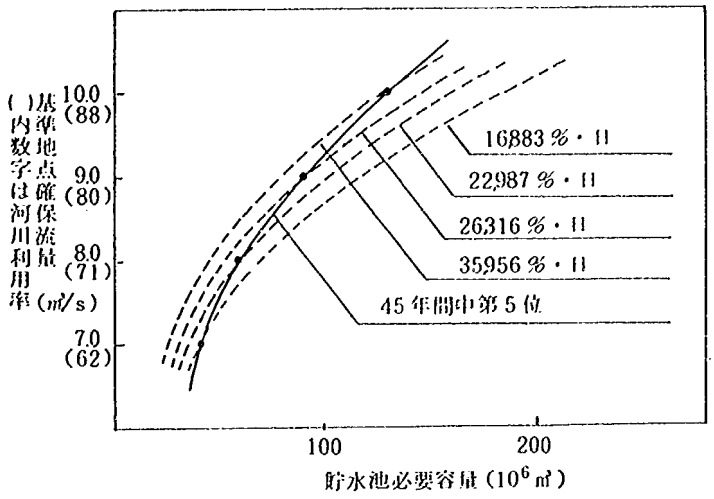
水は社会経済活動を展開する上で必要欠くべからざる資源の１つであって，水資源開発の目的は，増大する水需要に対して，一定の安全度のもとで水供給量を増加させることにある。安定的な水供給のための必要条件として，水資源開発の計画策定における渇水基準年としては，原則として１０カ年の第１位相当の渇水を計画対象としている。[1] これは河川水を利用するに当って水資源の開発コスト，渇水時の水利調整実態をふまえて法制度運用上慣習的に採用されてきた１つの基準であるといえるが，従前は，基準渇水としては10年間第２位または第３位の渇水を計画対象としていた。[2),3),4)] すなわち，水の利用が現在ほど多くなかった昭和 30 年代における水資源開発の安全度から，昭和40年代以降，河川水の利用率が増加するにつれて水資源開発の安全度は高められてきたことがわかる。これは，水利用の高度化に伴ない水の安定的な供給が社会経済活動の円滑な継続を支えるうえで必要であると認識されたことの表われであろう。以上が水資源開発を策定する場合における基本的な指標に関する説明である。

しかしながら，水資源開発の安全度の指標として，現在，採用されている補給必要容量の順位を示す方法だけでは，必らずしも水供給の安全度を表わし得るものではない。水資源開発が進み，河川の利用率が上昇するほど，異常渇水において一たん貯水池が空となると，流況は急速に悪化し，不足総量及び不足率は増大する。また，開発水量が増大すると，異常渇水においては渇水の長期化を招きやすい。このような観点から，渇水時にどのような運用をおこなうかといった立場からの検討が必要であろう。

図—１は，A水系において開発水量を１m^3／S ずつ増していったときの貯水池必要容量をとりまとめたものである。実線は，現在採用されている水資源開発の計画策定基準に従って決定したときの４５カ年中第５位の必要容量を示す。一方，破線は異常渇水の大いさを「不足率×日数の総和（%・日）」で表わすとき，確保流量を変えたときに同一の%・日となる貯水池必要容量を示すものである。このことから，現在，採用されている水資源開発の安全度水準（渇水補給必要容量の超過確率が１／１０）で貯水池規模を設定するとき，開発水量の増大に伴なって，すなわち河川水利用

率の上昇に伴って，%・日で表わされる渇水の危険度は増大していくことがわかる。

それでは，水資源開発の計画策定において，仮に，渇水危険度としての%・日を採用するとしたとき，%・日をどの位にすれば，必要な安全度水準を満たせるかという点が問題となる。このことは，渇水の与える社会経済的影響の大きさ，他の水源状況，渇水時の対応体制，渇水頻度等多くの要因が絡んでくるので，一概に何%・日までと定めることはできない。表－1は，既往著名渇水の%・日であるが，当該計画ダムの%・日と対比すれば一つの目安を与えるものと言える。



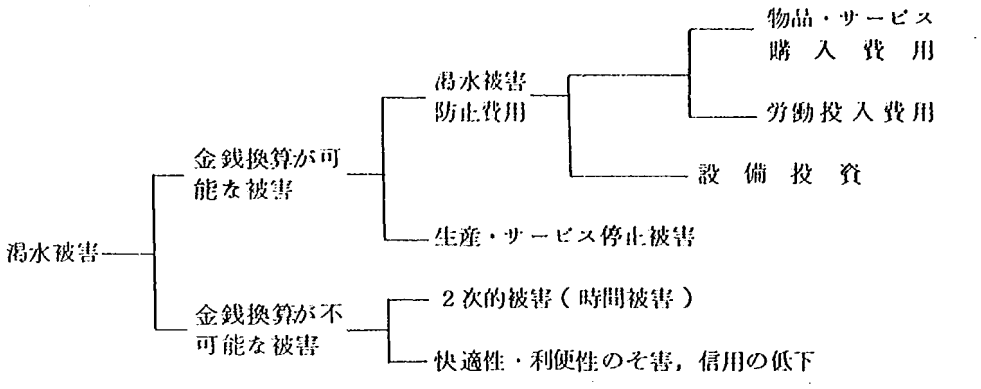
図－1

また，水資源開発計画策定上，流況検討期間長は計画の信頼性を左右する重要な要素であり，特に利用率の高い河川では，長期間（30年ないし40年以上）の流況資料をもとに計画を検討する必要がある。

表－1　既往著名渇水の%・日

年　月	都市名	日数(日)	最大節水率(%)	給水時間(時間)	%・日	備　考
昭和39. 7 ～ 10	東　京	84	50	9	2,700	上　水
42. 9 ～ 12	長　崎	86	88	9	5,000	〃
48. 7 ～ 9	高　松	63	60	3	2,390	〃
48. 6 ～ 9	松　江	67	40	2	3,930	〃
52. 5~53. 4	沖　縄	167	19	各日給水	2,401	〃
53. 5~54. 3	福　岡	309	48	5～15	8,376	〃
〃 6~53. 1	北九州	224	35.9		4,897	工水,下水処理水混入
48. 7　9	福　山	49	78		2,460	工水，工水を上水へ転用
	小瀬川	49	40		1,600	工　水
	広　島	52	40		1,334	〃
52.10~53. 1	小瀬川	115	50		4,320	〃
53. 8 ～ 10	小瀬川	62	55		2,330	〃
〃 6 ～ 12	北九州	170	20		2,070	上　水

次に，%・日以外の渇水評価方法について述べる。%・日は渇水危険度を評価する指標として有用であるが，同一の%・日，たとえば500%・日であっても，１０%節水が５０日続く渇水と５０%節水が１０日続く渇水ではその影響はかなり異なるはずである。このことから渇水強度としての節水率と渇水被害を関係づける調査研究が行なわれている。いま，渇水被害の構造を整理すると次のようになる。



このうち，金銭換算が一応可能な被害をとり出して，用途別・節水率別に，不足水量１㎥当りの渇水被害額（渇水被害原単位と呼ぶ）を昭和４８年高松渇水に対するヒアリング調査等から試算したものが表－２である。

表－２　渇水被害原単位（不足水量１㎥当り被害額）

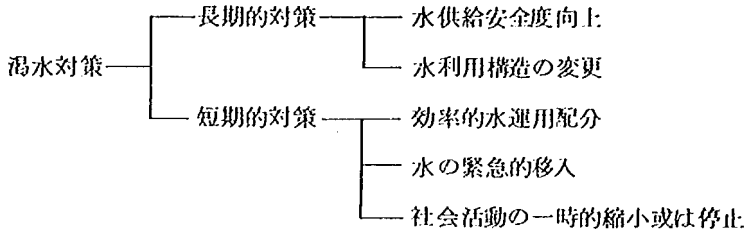
（単位＝円／㎥，５２年価格）

節水率% / 区分	１０	２０	３０	４０	５０	６０	７０	８０	備考
上水道事業体	150								
家庭用水	—	—	—	20	400	1200	2400	4000	
営業用水１	400	1400	3000	5200	8000	11400	15400	20000	大口
営業用水２	1,150	2,150	3000	3700	4250	4650	4900	5000	小口
工業用水１	20	106	258	476	761	1,111	1,527	2000	石油・化学
工業用水２	20	45	75	110	150	195	245	300	紙・パルプ
農業用水	3	20	50	92	150	218	300	400	

この表は，利水者の渇水対応の分析に基づいて，節水率の小さい段階での渇水被害額＝節水対策費用，節水率の非常に大きな段階での渇水被害額＝水使用量削減に伴なって発生すると考えられる付加価値減少額を考慮して求めたものである。このような被害原単位の計量化の精度向上は，その利用と併せて現在調査を継続している。

このような渇水被害評価方法を水資源計画策定の場にもちこむことは，現在のところ難しいと考えられるが，種々の渇水対策の計量的評価は一応可能と考えられる。

すなわち，次のような種々の渇水対策をとったとき，



図－2に示すように，渇水対策の効果としての渇水被害軽減額と渇水対策費の関係を分析することは可能である。

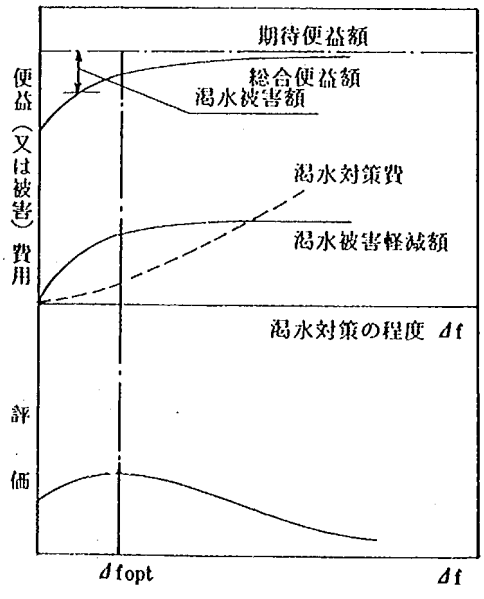
また，ソフトな渇水対策の1つである渇水時の貯水池運用の効率化についても，被害原単位を用いた分析評価がなされている。

渇水被害原単位を用いて，渇水危険度を評価した例を述べる。図－3は，Bダムにおいて28カ年第6位の渇水を計画対象としたときの，開発水量1㎥当りの渇水被害額の関係を分析したものである。

この場合にも渇水被害額の大いさで表される渇水危険度は，開発水量の増大とともに増加していくことがわかる。

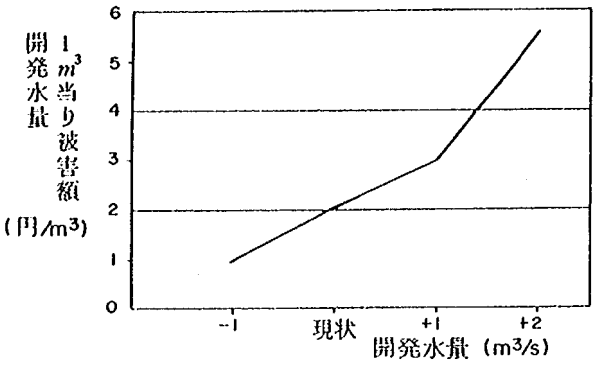
最後に，渇水の水文統計的な生起特性について考察する。

表－3は19世紀末以降1976年までの間における渇水時の降雨条件として渇水と関係が深い夏季（5月～9月）の降雨特性の水文統計値を全国に亘って分析した結果である。ここで降雨日は2㎜以上の降雨日は2㎜以上の降水のあった日，無降水日は降雨量が2㎜未満の日である。その結果，夏季総雨量が平年（＝再現年が2年）の70％以下となるの



図－2

は再現年でいえば１０年，５５％以下が５０年，５０％以下が１００年以上に相当している。また代表的渇水である昭和１４年，４２年の西日本渇水では降雨日数が少なく，無降雨継続日数の再現年が５０～１００年またはそれ以上の観測地点が多かったことが判明し，これらの水文統計指標を用いて気象的な意味の渇水を表現することができる。



図－３

さらに，渇水生起特性の評価方法として，より長期間の資料が得られる降雨（時系列）資料によって渇水を評価できれば，計画の信頼度は向上することになる。このような観点から，半旬雨量時系列を用いてマス・カーブ法により必要容量を求めた結果と流況資料から求めた必要容量の相関性を調べた結果が表－４である。詳細は割愛するが，まだ方法的に不十分であり，今後，このような降雨資料による渇水生起特性の評価方法を開発していくことを考えている。

表－３　再現年別にみた夏季降雨特性の平年比
（全国４８地点平均値）

単位：平年比(%)

再現年	夏期総雨量（最小値）	夏期降雨日数（最小値）	無降雨継続日数（最大値）
１０年	７０	７９	１５６
２０年	６２	７２	１６９
５０年	５５	６６	１８８
１００年	５０	６２	２０６
極値	４５	６０	２３８

表－４　半旬雨量時系列から求めた必要補給容量と流量資料から求めた必要補給容量の相関係数

方法＼ダム	Cダム	Dダム
年雨量	－0.60	－0.21
(1) 損失雨量法	0.60	0.46
(2) 流出率法	0.67	0.76
(3) 重回帰式法	0.76	0.75
資料年数	２８	５１

以上の内容は，土木研究所資料第１５０８号「渇水時の水管理に関する計画学的研究」にとりまとめているので参照されたい。

〔参考文献〕

1) 建設省河川局：河川砂防技術基準（案）計画編，第３章，昭和５１年

2) 建設省：河川砂防技術基準(案)第２編第６章，昭和３２年

3) 山内：河川総合開発と水利行政　第３章，昭和３７年

4) 建設省河川法研究会，逐条河川法，　第２３条，昭和４１年

5) 浜口：利水の安全度からみた貯水池容量の決定法に関する考察，第３１回建設省技術研究会，昭和５２年度

（水資源開発研究室）

5 － 5

ＦＥＭを用いたダム基礎の応力解析の条件について　（52. 沖縄）

（質　問）

ＦＥＭを用いてダム基礎の応力解析を行う場合その条件（入力条件）の取扱いについては未確定のものが多い。例えば基礎岩重．上流水量，場圧力の取扱い方や計算範囲等である。これらの取扱い方についての見解を御教示願いたい。又，この方法を用いた上流傾斜断層上の安定解析について方法，注意事項等を断層規模別にお聞きしたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

有限要素法を用いて基礎岩盤を解析する場合に問題となるのは

(1) 岩盤の物性のとり方

(2) 基礎岩盤をどの程度の広さまで解析の対象とするか。

(3) 境界条件のとり方

(4) 上流側水重の取扱い方

(5) 揚圧力の取扱い方

(6) 基礎岩盤の自重，地震力の取扱い方

などである。これらについて簡単に説明を加えよう。

先ず，(1)の岩盤の物性についてであるが，元来岩盤は弾性体ではないが，一般の岩盤の解析は弾性体として行われている。これは主として，

(i) 非弾性体としての解析は極めて複雑で，計算に要する労力も電子計算機使用料もかなりのものになる。

(ii) 非弾性体としての解析は，ある程度実用化されているものは，物性論的にみて無理と考えられる仮定が導入されており，一方，物性論的にみて妥当と思われる方法はその計算に用いる諸係数の決め方が確立していないなど，どちらかといえば未だ研究段階にあると言える。

(iii) ダム基礎の場合に，弾性体として解析しても，非弾性体として解析してもその差は１０～３０％で，つぎに述べる岩盤の弾性係数，強度などの推定方法による誤差の方がはるかに大きい。

などの理由による。

ここでわかるように，この問題で最も重要なのは(iii)に述べたように設計解析に用いる弾性係数，強度などの数値の決め方である。これらの値は一般には岩盤の原位置試験により求められるが，これらの値は質問７にも指摘されているように一般にかなりバラついており，これらを十分に整理し，検討しないで値を決定すると１.５～２倍程度の誤差を生ずる可能性があるので注意を要する。
（質問７の回答参照）

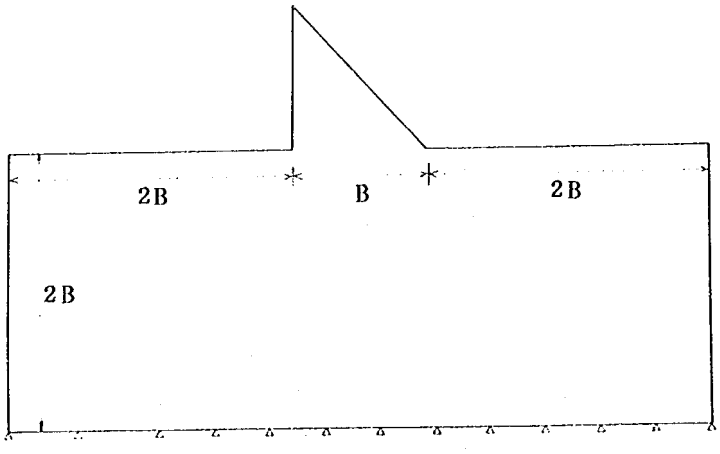
(2)の解析の対象とする基礎岩盤をどの程度の範囲にすべきかという問題については，問題の種類

と(3)の境界条件のとり方により異ってくるが，重力ダムの基礎の場合境界条件のとり方が適切であれば，図－1のように，ダムの上下流にダムの底面の長さの2倍以上，深さ方向にもダムの底面の長さの2倍以上とればよい。

(3)の境界条件のとり方については，同じく図－1に示すように，基礎岩盤の上下流側の鉛直方向には移動可能，水平方向には移動不能なように固定し，底面は鉛直：水平方向とも固定するのがよい。

(4)の上流側水重は厳密には考慮すべきである。上流側水重の影響はダム本体の底面の上流端付近の応力および上流側の基礎岩盤の応力にはある程度の影響を与えるが，ダム本体および基礎岩盤の下流半分の応力にはあまり影響を与えない。したがって，ダムの下流付近および下流側の基礎岩盤の応力分布を問題にするときは，これを省略してもさしつかえない。

(5)の揚圧力の取扱い方は厳密にはかなり複雑な手続が必要となる。ダムの設計では，ダム本体および岩盤内の間隙水圧を仮想の切断面でこれに垂直に作用する圧力として解析している。しかし，有限要素法のような連続体としての力学では，この切断面にすぐ隣の平行な切断面に反対方向の圧力が作用しているので，この2つの切断面の間にはさまれる部分にその圧力差だけ容積力として作用していると考えなければならなくなる。（図－2）



図－1

したがって，揚圧力を厳密に考慮するためには，

(i) 先ずダム本体および基礎岩盤の浸透流の解析を行い，

(ii) 各要素の動水勾配を求め，

(iii) これを各要素の容積力として弾性解析を行う。

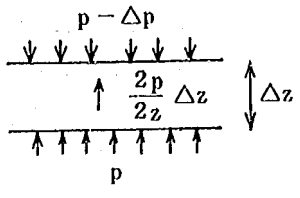
という手順が必要となる。とくに(i)を行うためには

(a) カーテングラウトゾーンの厚さとその透水係数

(b) コンソリデーショングラウトゾーンの範囲とその透水係数

(c) ドレーン孔の効果

などを推定しなければならず，かなり複雑となる。このような手順で解析を行うときは上流側水重は考慮しなくてよいが，計算はかなり複雑となり，今までにもこのような手順で解析した例はわずかにすぎない。（鮎石川ダムなど）



図－2

簡単で多く用いられる方法は揚圧力を考慮しないで基礎岩盤

の応力解析を行い，各点の直応力から推定した間隙水圧を差引く方法である。この場合間隙水圧の推定はダムの底面近傍はダム設計基準にもとづいて行えばよく，これから離れた所は浸透流のフローネットなどを用いてもよい。（下釜ダム）

(6)の岩盤の自重，地震力の取扱い方は極めて複雑である。先ず自重について述べると，基礎岩盤の自重も外力として加えて解析すると，岩盤の深い所程低い安全率を示すような結果が得られるのが一般である。このような常識と異る結果となるのは主としてつぎの二つの理由による。

(i) 自重を加えるとこと自体の有する矛盾

(ii) 岩盤の強度評価に関する矛盾

先ず(i)については，岩盤はダムが築造される以前から自重が作用し，平衡状態を保っていたと考えるのが妥当である。したがって，単純に言えばダムを新たに築造したための応力のみを対象にするのはよいが，岩盤の自重まで新たに付加するのは荷重のかけ過ぎである。

つぎに(ii)については二つに分けて考えることができる。ひとつは岩盤の強度をクーロンの式で定義することによって生ずる固有の結果である。すなわち，点安全率はつぎの式で表わせるが，ここで岩盤の自重を考えると，

$$n = \frac{\tau_0 + f \cdot \sigma}{\tau}$$

ここで，　n ＝その点での安全率

τ_0＝岩盤の純せん断強度

f ＝岩盤の内部まさつ係数

σ ＝その点での仮定方向の垂直応力

τ ＝その点での仮定方向のせん断応力

σおよびτは岩盤の深さに応じて増加する正の関係であるが，τ_0は深さに関係のない定数である。したがって，点安全率nは深さに応じてその値が小さくなることがわかる。

二つめは，岩盤の強度は一般に深部の方が新鮮で強度も高いが，普通はこのことを考慮に入れることが少いことによる。

通常このような理由が考えられるが，これだけでは十分説明しきれないようである。この点に関しては，堆積岩の上載荷重による締固め過程からある程度の説明がつくようであるが，やや専門過ぎるのでここでは省略する。

また，地震力については，境界条件のとり方で色々な結果が得られ，明確な取扱い方については未知である。一般的には，岩盤の地震力は考慮せずに解析する方が常識的な結果が得られるようである。これらの点については今後の研究にまつべきであろう。

質問の岩盤に断層がある場合の解析は，上記の点に留意すれば充分であるが，特に注意すべきことは断層の弾性係数E_fと堅岩の弾性係数E_Rとの比と断層の巾Bの値により結果は大きく異ってくる。

E_R/E_fの値を１０以上にとり，Bを５m以上にすれば，断層の影響はかなり著しくなるが，

E_R/E_fが5以下でBが2m程度だと断層の影響は著しくない。したがって，E_R/E_fとBの種々の値について解析して，傾向を捕えると興味ある結果が得られ，問題のダムの基礎がそのどのあたりに相当するかを見定めるとよい。

また，断層を有限要素法で表現する際に，その巾Bをせまくすることは，要素分けから困難なことが多い。この場合に，$B \cdot E_f$ を同じにとれば，Bは要素分けし易いようにとっても，大体同様の結果が得られる。

（ダム構造研究室）

5 - 6

減勢工の水理実験における結果の判定（流況と被害との対応関係）について

（52. 沖縄）

（質 問）

減勢池内における水流の状況とそれによって生ずると想定される被害との間の一般的な関係（被害の種類，範囲，規模等）について御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回 答）

減勢工は，河川管理施設等構造令第9条に示されるように，ダムの堤体の安全を確保すること，ダム下流の河道を保護することおよびダム下流の河川管理施設等の各種の施設を保護することのために，ダムのせき上げによって増大した水流のエネルギーを緩和するように設けられるものである。

減勢工は，一般にその形態によって，跳水式，スキージャンプ式および自由落下式の3種に大別されるが，跳水式を除く他の2型式の減勢方式はいずれも特殊な環境で使用されるものであり，一般の減勢工はすべて跳水式であると言っても過言ではないので，ここでは跳水式減勢工を念頭におき説明する。

跳水式減勢工の水理機能設計においても，水理模型実験がしばしば利用される。これは，一様水路における跳水現象は設計上必要な精度で解析的取扱いが可能であるが，洪水吐の水理条件あるいは河道の形状等が一様性を欠く場合あるいはダム地点の地形，環境等の制約から流れを人為的な枠の中で強制的に処理したい場合などでは，一般の水理公式のみによっては設計や管理に必要な十分な精度の資料が期待できないからである。このような場合あるいは機能設計の結果の検証においては，水理模型実験が最も確実な方法となる。

なお，水理模型実験では，通常はフルードの相似律によって模型と原型の対応関係を規定するので，模型の状態や流況によっては実験に際して無視した力の影響が顕著になる場合がある。これが模型実験の最大の難点であるが，この点さえ十分配慮すれば水理模型実験は水理機能設計の最良の手段と言える。

水理模型実験における減勢工の流況判断は，ダム管理区間内とその下流河道部分とに区別して行

う必要がある。これは，両者の将来の維持管理に対する取扱いが異なるために，設計における流況判断のポイントも自ずと異なるためである。

水理模型実験の減勢工ならびにダム管理区間内の流況は，主として，流況の安定度と工作物の規模との関係および水流の破壊力と構造物の耐久性との関係から判定するのが普通である。

減勢工周辺の流れは，大規模な渦をともなった流れであり，水深・圧力・流速あるいは流向等の時間的変動が顕著なことが特徴である。よって，構造物の規模はこれらの変動幅を包含しうることが必要であり，模型実験ではこのような変動の規模と構造物の寸法との適合性が判断の材料となる。

また，減勢工では，水流の破壊力と構造物の耐久性との関係が問題となる。

この場合，水流の破壊力としては，流水による摩耗キャビテーションによる浸蝕，流水による動圧あるいは揚圧力が該当し，また，水叩き周辺の水流の特徴である渦の形態も問題となる。

これら水流の破壊力は構造物の耐久性との対応で議論され，構造物の損傷の進行速度と減勢機能の持続性の比較が問題にされる。また，同時に，判定の要素として，流況改善の難易ならびにその経済性が配慮されなければならない。

一般に，減勢工水叩き内の工作物は，減勢能力をより効果的にするために，消耗品的性格が濃厚なものが多いから，放流頻度と損傷の進行度とのバランスを考えて判断する必要がある。

減勢工水叩き内の流況ならびにその下流のダム管理区間内の流況については，このような観点からの判断が必要であり，短時間に急激に進行する被害を生ぜしめないための流況判断がその基礎となる。

これに対してダム管理区間下流の流況は，従前の流況との比較論となる。ダム管理区間下流については，ダム築造にともなう水流の変化を生ぜしめないことがダム設計上の原則であるから，流速，流向あるいは水面の状態等の従前との相違に対して細心の注意が必要であり，それらに起因する従前の河川にみられない被害の発生防止がその流況判断の基礎となる。

このようにダム管理区間下流の流況についてはダムのおかれた環境との適合が重要であり，流れの変動規模のあるいは構造物の規模等をその環境を支配する代表的尺度と合せることが基本である。

減勢工における流況判断では，減勢工の設置目的ならびに現象の流れとしての性格から，特殊な配置あるいは型式の減勢工の場合を除きダム自体の安全性に対して判断すべき要素はほとんどなく，ダム下流の河道の流れとしての正常度が判断の基準となるものと考えられる。

また，それによって生ずる被害の性格も一般の洪水時の河道災害と同一のものと考えてよい。したがって，それ以外の流況と被害との対応関係は，ダムのおかれた環境条件に支配されるためケーススタディの問題に属するので，一般的な問題として取扱うことは困難である。

（篠崎試験所）

5－7

漏水とダムの安全性について　（52. 沖縄）

（質　問）

福地ダムにおいては堤体周辺の漏水量が全体で約２㎥／ｍｉｎあり，これらの漏水は直接貯水池と通々であったり関係なかったりと考えられるものである現在，これらの漏水量の測定を実施し経年変化を記録検討しているが次の事についてお伺いしたい。

①　現在の漏水量とダムの安全性との関連

②　漏水の調査方法

③　漏水量から岩盤等改良の判断基準について

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

漏水量の測定はダムの安全管理にとって最も重要な測定の一つである。

この漏水量として測定される水量は次の３つに大別される。

(i) 貯水池からの水ではなく，表流水または貯水池とは無関係な地下水

(ii) 堤体からの漏水

(iii) 基礎岩盤からの漏水

このうち，(i)はダムの安全性とは関係のないもので，ダムの安全管理上注目すべきものは(ii)と(iii)とである。

コンクリートダムにあっては，一般に監査廊で漏水量の測定が行われるので，表流水が混入することはほとんどなく，(i)の貯水池と無関係な水はダムを建設する前からあった地下水の湧水のみである。この分離は，個々の排水孔の漏水量のグラフを描き，貯水位とは無関係で，雨量に強い相関性を示すものを除外することにより可能となる。フィルダムでは底設監査廊を設けているものはコンクリートダムと同様な方法により分類することができる。フィルダムで底設監査廊のないものについては，ダムの下流側の堰で全漏水量の測定が行われているのみであるので，表流水の流入も多く，この分離は極めて困難である。しかし，これら表流水および貯水池に無関係な地下水は降雨の後数日でかなり減少するので，数日間（３～５日間）降雨のなかった時の漏水量から，貯水池からの漏水量を推定する以外にない。

(ii)と(iii)の分離はコンクリートダムでは堤体のキレツ，継目などは季節的な温度変化により開閉するので，堤体からの漏水は季節的に変動するのに対し，基礎岩盤からの漏水は季節的に変動しないので容易に識別できるが，フィルダムの場合にはこのような特徴的な相違がないために集水箇所の相違から区別する以外にない。この(ii)と(iii)の分離は補修工事を行う場合，補修箇所を見出す上では重要となる。このため，建設省のフィルダムは一般にこの点を補うために，特別な場合をのぞいて底設監査廊を設け，部分部分の漏水量を測定し得るような設備を設けているが，福地ダムはアメリ

カ工兵隊から引継の時点で底設監査廊なしでダム本位の盛立てが行われていたので，これらの設備を設けることができなかった。この点を補うために右岸に二段のトンネルを設け，そこから追加グラウトを行うと共に，これらのトンネルで，右岸の基礎岩盤を通しての漏水量の測定も行われている。

さて次にこれらの漏水量からダムの安全性をどのように判定するかについて述べよう。結論から述べると漏水量の大小からダムの安全性を判断するのは困難で，同一の水位で漏水量が一定か減少しているときは，今後も漏水が増加する可能性がないので安全であると判断し，漏水量が同一の水位で増加する傾向にあるときは，浸透流路が大きくなっていると考えられるので，直ちに補修する必要があると判断するのが一般である。

ダムの漏水量はダムの型式，規模，漏水量の測定方法によって異り，100m程度ダムで言えば，コンクリートダムで監査廊により漏水量を測定しているときは100～300 ℓ/min が通常であり，フィルダムでも底設監査廊により測定した場合にはこの程度である。一方，フィルダムで，下流側の根で測定した場合には1～3 m³/min が通常である。

漏水量がこれ以上でも，同一の貯水位での漏水量が減少する傾向にあるときは，ダムは安全であると判断してよい。

同一の貯水位での漏水量が減少傾向にあるときは，漏水についてさらに詳細な調査を行う必要はないが，はっきりした減少傾向を示さないときは

(i) 漏水に濁りがあるか否か調査する。

(ii) 部分部分の漏水量を調査し，漏水量が多い部分，漏水量が増加傾向にある部分を調べる。この際，工事中のグラウトの実績，グラウト工事中のLu値なども調べると有益である。

(iii) (ii)の調査結果にもとずき，水路と考えられる部分にボーリングして透水度を測定してグラウトを行う。

という手順で行われる。しかし，監査廊がない場合には部分部分の漏水量を測定することができないので，グラウトの実績を参照して，水みちを推定する以外にない。

この場合に，漏水量が減少傾向を示しているときはダム本体および基礎岩盤は浸透水に対し，安定した平衡状態にあるので，これを乱すようなボーリングなどは避け，漏水量が減少する傾向をはっきり確認することが重要である。

福地ダムの場合，漏水量は2 m³/min と多いが，その経時的な変化は安定ないしやや減少傾向にあり，その安全性には問題は無いと考えられる。

（ダム構造研究室）

5 - 8

ダム基礎附近の地質調査について　（52. 沖縄）

（質　問）

ダム基礎の調査は適切に行えば，調査数が少なくて所定の目的を達成しうると考えられる。そこで調査に当っての一般的な注意事項（種類，範囲，規模，密度，時期等）について，ダムタイプ別，規模別に御教示願いたし。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

1. まえがき

ダム建設の技術的な難易性は，先ず，基礎の設計がうまく行われるかどうかにかかっている。ダム基礎の設計はダムの型式・規模と地形・地質的条件（とくに岩盤の工学的性質）との相関をよく把握して行われる。ダム本体の形状はそれぞれのダムの型式同士では，ダムサイトの地形に順応した形状をなしていて，多くのダムでも地形的差異を除けば大きな差はないといえる。しかし，基礎については各ダムサイトにおいて，型式・規模に応じて独自の配慮がなされている。だが，それは外観からは判じ難い。このことから，ダムサイトにおける基礎岩盤の地質調査はダムの建設において非常に重要な役割をもっている。

以下一般論として基礎の調査について述べる。

2. 地質調査の順序

ダムの地質調査の順序は表－1に示すように，概査，設計調査，施工中および完成後の調査と進められる。しかし，これはダム建設計画上の段階とは必ずしも一致してない。概査は一つの水系にダム建設計画が樹てられ，既存資料及び地形上の判断から1ないし数個所の候補地点が選定された場合に，おおよその高さ，型式及び工事の難易を判定し，ダム建設の可能性あるいは優劣について判断するために必要な地質情報を求めるための予備的な調査試験である。

表－1　ダムの地質調査の流れ

地質調査区分		概査		設計調査	施工中および完成後の調査
建設計画区分		予備調査		実施設計調査	管理およびかさ上
				建設	
ダムタイプ区分	アーチダム	地形 地質構造 ダム軸比較 地表踏査 弾性波探査	横坑(注) （岩盤強度） ボーリング	左右両岸岩盤強度 下流側堅岩線 劣化部処理計画 ルジオンテスト 岩盤試験	基礎岩盤掘削後のチェックと保護 グラウトおよび透水性のチェック
	重力ダム	〃 〃	横坑 河床ボーリング	基礎岩盤の調査 （とくに河床）（岩盤試験） 〃　透水性 骨材の確保	透水性のチェック 掘削岩盤の安定性と劣化部の処理 （仮設構造物基礎の安定）
	フィルダム	〃 〃	ボーリング(注) （透水試験） 横坑・竪坑	河床の透水性 ダムサイトおよび貯水池 地すべり 材料選定 洪水吐基礎および法面	掘削面の安定（とくに地すべり） ダム軸および広域の透水性と地下水位 地すべり対策

設計調査は，おおよそダム建設の可能性があると判断された地点について，ダムの高さ，型式規模，位置及び中心線などを選定し，ダムの設計及びダム建設に付随する工事に必要な地質情報を求めるための調査試験である。

施工中および完成後の調査は，ダム基礎掘削前，掘削途中，掘削後において実施する地質調査で，とくに基礎岩盤の掘削面の評価にもっとも重点がさかれる。

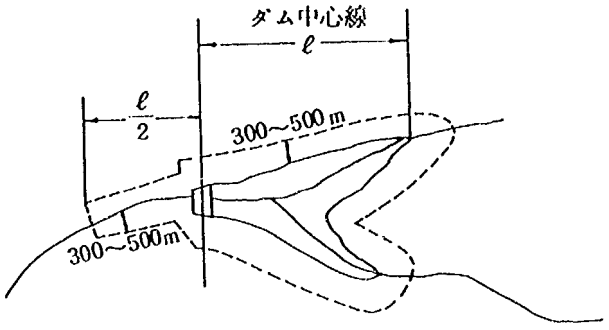
またダム本体工事に先行して施工される仮締切工，仮排水トンネル工，ダム用仮設備工等によって得られる地質試料は，ダム基礎の地質解析上，各種の地質調査を補足する貴重な資料となる場合が多く，これら資料は，施工段階にとりまとめておかなければならない。

完成後においても，漏水を監視するための地下水調査や，貯水池内の地すべり地の計測が続けられることも珍しくない。

3. 概　査

概査の初期においては，ダムの型式による調査の方法や数量についての大きな差はみられない。要するにダム建設計画をすすめることが妥当かどうかを判断する。そのようなことから，地形調査，空中写真判読，地表踏査による地質図の作成（地質構造，岩質，風化および表層堆積層の概略を把

握する），および弾性波探査が先行する。地質図は普通の場合１／5,０００地形図を基本として使用し，地質図作成範囲は図－１に示すように，想定される貯水池全域を含み，ダム中心線より上流側およびダム敷では想定される満水面よりそれぞれ山側へ３００～５００ｍ，下流側へは貯水池上流端までの距離の約半分について川の中心線よりそれぞれ山側へ３００～５００ｍにわたる範囲を原則とし，他流域への漏水の危険性がある場合，材料調査を兼ねる場合，付近に大きな地質構線が存在すると想定される場合等については，必要な範囲まで拡大して実施する。



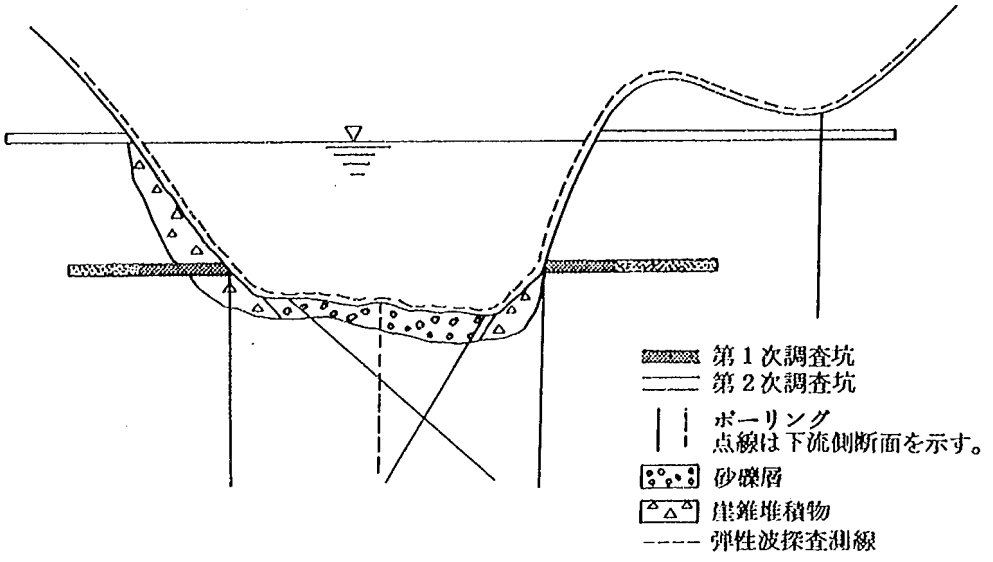
図－１　概査における地質図作成範囲

物理探査（弾性波探査など）を実施する場合は，測線がそれぞれ想定されるダムの基礎面の外側へ少なくとも２００ｍ以上は延長するように配置する。

この段階で基礎岩盤の地質上の特徴を把握する。

概査の後期においては，調査横坑およびボーリングを実施する。ダムの型式が未定の場合は，概ね重力ダムを想定し，ダム軸付近を中心として調査を実施する。（図－２）

概査段階での調査横坑は，ダム高５０ｍごとに，左右両岸山腹に少なくとも１本以上を必要とし（ダム高５０ｍ未満左右岸各１本，５０～１００ｍ左右岸各２本，１００～１５０ｍ左右岸各３本），原則として想定ダム中心線上に深さ３０ｍ以上掘進し岩盤の部分が少なくとも全長の半分以上に及び，岩盤が存在すると判断できるまでとする。更に岩質および地質構造の判定上，あるいは，地すべりの測定上必要であれば調査横坑の数および深さを追加延長するものとする。



図－２　概査における地質調査配置図

ボーリングは原則として想定ダム基礎面のうちの河床部を中心に５～１０本配置し，河床下で交差する１組の斜ボーリングを実施する。ダム高５０m未満では，河床部３本，左右両岸山腹部各１本，５０～１００mでは河床部５本，左右両岸山腹部各１本，１００～１５０mでは河床部７本，左右両岸山腹部各２本を一応の標準とする。深さは少なくともダム高の半分以上とし，最も短いもので５０mを一応の下限とする。このほか，地すべり，漏水層，大規模な破砕帯などの存在が予想され，ダム建設計画に関係が深いと判断される場合には，必要な位置に適当な深さのボーリングを実施することがある。ボーリングを実施する場合には，岩盤部では原則としてルジオンテストを行う。

調査横坑とボーリングを実施する順序は，ルジオンテストへの影響を避けるためにボーリングを先行させ，ルジオンテストの終了後に調査横坑を掘削するものとする。特に基礎岩盤の透水性を調べる目的で，ルジオンテストに重点を置くボーリングの場合には，既設調査坑から少くとも２０m程度離した位置に配置すべきである。

タイプ別では，アーチダムが計画されている場合はとくに，アバットメント候補地点から下流側にかけて，またダム高で河床から１／３程度の位置から調査横坑を優先させて始める。重力ダムの場合はダム軸山腹部（とくに河床に近い位置と天端）の調査横坑を，河床部でボーリングを実施する。フィルダムの場合は，ダム軸線にボーリングを先行させ，表層堆積物や風化の状況を調べ，ルジオンテストを実施して透水性を把握する。コアの採取のために無水掘を必要とする場合には，別に清水掘ボーリングを行って，ルジオンテストを実施しなければならないこともある。また，この時期に広域の地表踏査による地質図を作成し，材料の確保について目途をたてておく必要がある。

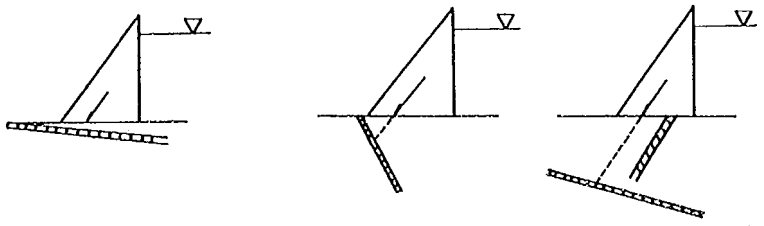
概査の段階から設計調査へ移行する場合には，概査において実施したすべての地質調査の成果を整理して，ダム建設の可能性について判断するための総括的な地質概査報告書をとりまとめる。

4. 設計調査

設計調査ではダムの型式・規模を一応考慮した上で地質調査が行われるので，調査の主眼点，調査方法，数量などには若干の違いがでてくる。

重力ダムは上流に作用する荷重をダムの自重によって基礎へ伝える構造物である。

重力ダムでは基礎岩盤の強度，特に剪断強度が小さい岩質がはさまっていないか，基礎岩盤全体としての剪断強度を低下させるような地質構造になっていないか，浸透水による揚圧力がダムに大きな影響を与えないか，という点に重点が置かれるべきで，特に河床部の状況に注意を払う必要がある。（図－３）

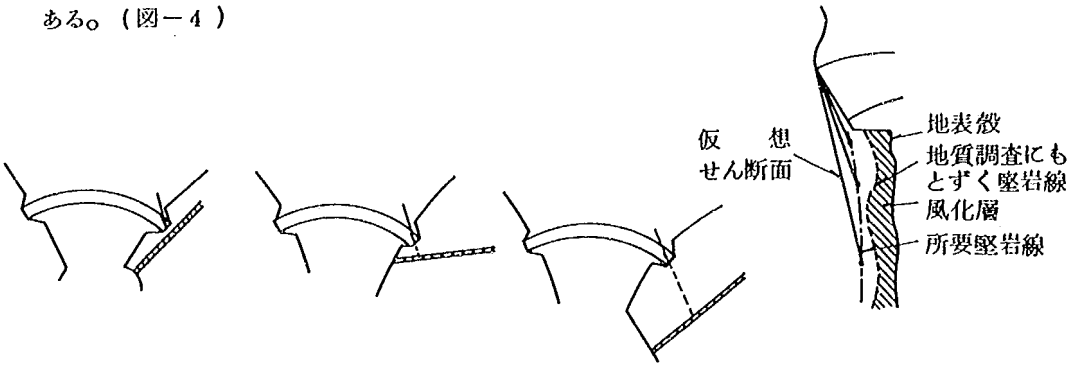


a ）すべりやすい方向の弱層　　b ）すべり難い方向の弱層

図－３　重力ダム基礎と弱層の関係

アーチダムは上流面に作用する荷重を水平なアーチ作用と鉛直な片持ばり作用によって左右岸と河床の基礎へ伝える構造物である。

アーチダムでは，アバットメントの両岸山腹から下流にかけて，アーチスラストの方向に対して不利な方向の地質的弱線がないかどうかに重点を置き，下流側の堅岩線の状況に注意を払う必要がある。（図－４）



(a)すべりやすい弱層の方向と位置　　(b)すべりにくい弱層の方向と位置　　(c)堅岩線

図－４　アーチダム基礎と弱層の関係

フィルダムは天然の岩や土を盛りたてて，水圧をその自重によって基礎に伝える構造物である。

フィルダムでは，基礎岩盤からの漏水，施工性および材料の選定に重点が置かれ，コア基礎部分

の透水性，洪水吐の基礎と掘削斜面，仮排水路出入口の掘削斜面の安定に重点が置かれる。

とくに，質量共に所要の材料がダムサイト近傍から得られるか否か，を調査する材料調査に大きな力点がかかってくる。

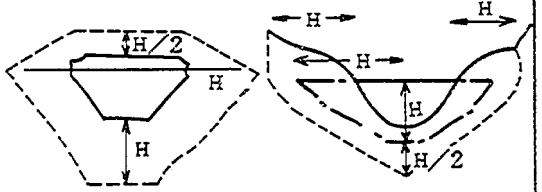
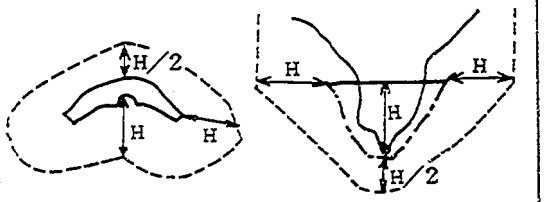
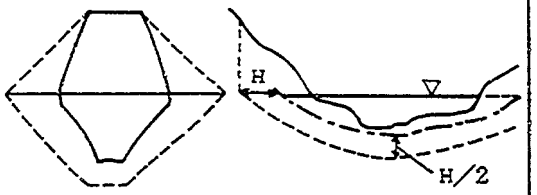
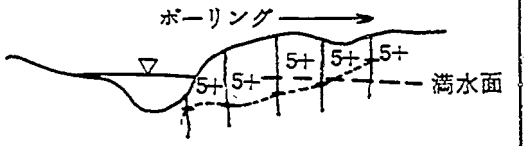
設計調査における基図は原則として1／500実測図であり，高いフィルダムや広域の止水計画に使用する場合には1／1,000実測図を使用することがある。

地質調査は調査横坑やボーリングのような岩盤内部の性状を直接判定できる方法が主になり，調査横坑の観察から岩級区分が実施され，岩盤の強度分布を推定し，現位置変形試験・せん断試験と結びつけて，岩盤の設計強度が設定される。ボーリングはほとんどすべてルジオンテストが実施され，透水度の分布図が作成される。

このような横坑およびボーリングは，グリッドシステム（平面図上に基線，たとえばダム中心線を設けてそれに平行および直交する調査網を設定する。間隔はダム高に応じて10m～40m である。高さ方向にも標高ごとに平面と同様の間隔で基準面を設ける。つまり，立体的な格子を形成し，地質調査個所，方向，長さ（深さ）などの座標設定を行うものである）によってなされる。

地質調査の範囲は地質条件やダムの規模によって異なるので一般論としての範囲を図－5に示す。とくに左右岸については，アーチ，重力，フィルの順に横坑ボーリングと主な調査手段が変っていくと考えてよい。コンクリートダムにおいては標高方向のグリッドによる基準面で水平地質断面図が作成できる程度には調査横坑がはいっていなければならないだろう。

さらに施工中においては，掘削面の詳細な岩盤図を作成して，将来のための記録として残しておかなければならない。

ダム高を H m とする	平面			断面	略図
	上流側	下流側	左右岸	河床	
重力ダム	ダム敷上流端より H/2	下流端より H	ダム敷よりH ～ 天端標高地表から山側へH（投影）	掘削面より H／2 ～ 河床からH	
アーチダム	上に同じ	上に同じ	ダム敷より H	掘削面より H／2	
フィルダム	ダム敷上流端	下流端より H／2	上に同じ	コア敷面より H／2	
Lu一値5以下の線が満水面より上位になるまで左右岸は調査する。					

5. 参 考 文 献

1）多目的ダムの建設　第1巻　　建設省河川局　1977

2）建設省河川砂防技術基準　調査編　　建設省河川局　1976

3）ダムの地質調査　　土木学会　　1977

4）最近のダムの地質　　岡本隆一，土木技術資料　Vol15, №7,　1973

（地質研究室）

5 — 9

ダムサイトのボーリングにおけるルヂオンテストの施工指針（案）について　（53. 関東）

（質　問）

ダムサイトのボーリングでルジオンテスト施工指針（案）に基づいて，現場透水試験を実施した結果，おおむね２０ルジオン以上においては，従来のルジオン値に比べて，かなり大きな差が生じた。これは，口元圧力を注入圧力に補正する時の，管内抵抗による損失水頭h_3が流入量Q^2に比例することが，大きな要素となっているものと思われるので，この取扱いについて御教示願いたい。

◦口元圧力を注入圧力に補正する式（ルジオンテスト施工指針（案））

$$P = P_0 + \gamma_W (h_1 - h_2 - h_3) \ (kg/cm^2) \quad \cdots\cdots (1)$$

P ： 注入圧力（kg/cm^2）

P_0 ： 口元圧力（kg/cm^2）

h_1 ： 圧力計から基準面までの標高差（m）

h_2 ： 地下水位から基準面までの水頭（m）

h_3 ： 管内抵抗による損失水頭（m）

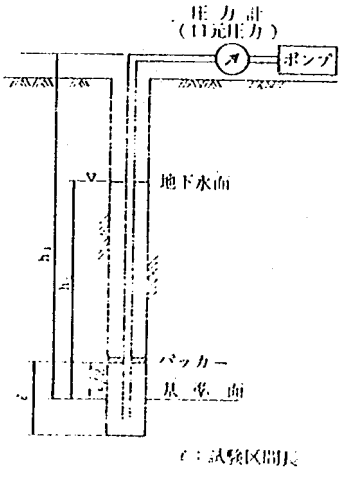
γ_W ： 水の単位体積重量 $1\ t/m^3 = 0.1\ kg/cm^2/m$）

$$h_3 = \alpha Q^2 L \quad \cdots\cdots (2)$$

Q ： 注入量（ℓ/min）

L ： 注入管長（m）

α ： 10^{-4} 程度（min^2/ℓ^2）



注入圧力の求め方

（例）　口元圧力10kg/cm^2で８０m地点の注入圧力

$h_1 = 80m$　$h_2 = 70m$　$Q = 100\ell/min$　$P_0 = 10kg/cm^2$　$h_3 = 80m$

$h_3 = 10^{-4} \times 100^2 \times 80 = 80m$

$P = 10 + 0.1\ (80 - 70 - 80)$

$= 10 - 7 = 3kg/cm^2$（注入量Qが多くなればなるほどh_3が大きくなり注入圧力Pは小さくなる）

◦従来のルジオン値（ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針）

$$Lu = \frac{10 \cdot Q}{P\ell}$$

Lu：ルジオン値

Q ：注入量（ℓ／min ）

P ：注入圧力（kg／cm²）

ℓ ：試験区間長（m ）

注入圧力は調査時において，テストするステージ中点までの静水頭を考慮して修正する。

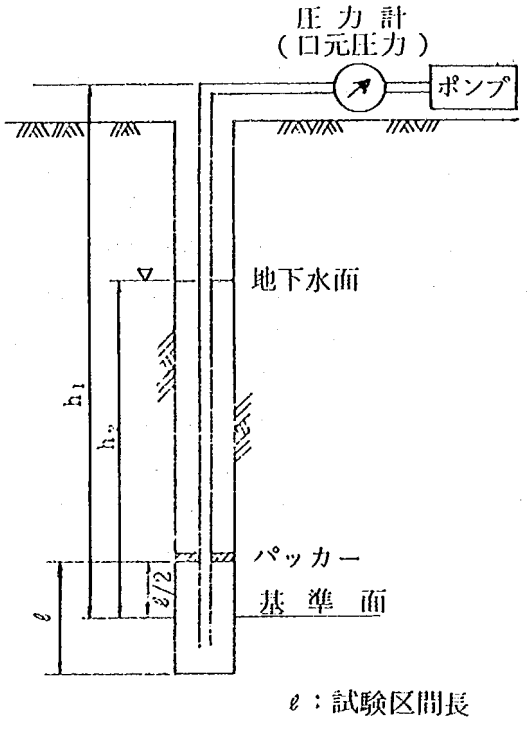
（例） ルジオン値の比較

従来のルジオン値	施工指針（案）
11	12
24	64
20	41
4	4

（宮ケ瀬ダム工事々務所）

（回 答）

ルジオンテスト施工指針（案）では注入圧力を試験区間にかかる実効圧力と規定している。したがって従来行われている試験孔（ボーリング孔）の口元圧力（多くの場合ポンプの位置）とか，地下水位のみの補正では不十分である。指針（案）では影響する全ての補正要因を考慮することとし，さらに補正する場合の基準面を試験区間の中点に決めている（図－１）。



ℓ：試験区間長

図－１ 注入圧力の求め方

口元圧力を注入圧力に補正は(1)式で表わせるから(2)式のαやQ^2は多くの実験から求めたものである。したがって注入量Qが大きくなれば損失水頭h_3が飛躍的に大きくなり，その影響は無視できなくなる。多くの例では注入量が５０ℓ／min を越えるとその影響が現われ，１００ℓ／min以上では損失水頭が大きすぎて注入管の先端にはほとんど圧力の増加が期待できなくなってしまう（口元圧力の増加に比べ注入量の増加は小さい）。

表－１はルジオンテストの１例である。試験区間は深さ１２３.５０～１２８.５０ m で試験区間長は

5 mである。地下水位は－1.20 m，試験孔と口元圧力計までの累加距離は3.5 mである。したがってh_1＝1.26 m（地表と口元圧力計の標高差1.0 m），L＝129.5 m，h_2＝123.8 mとなる。

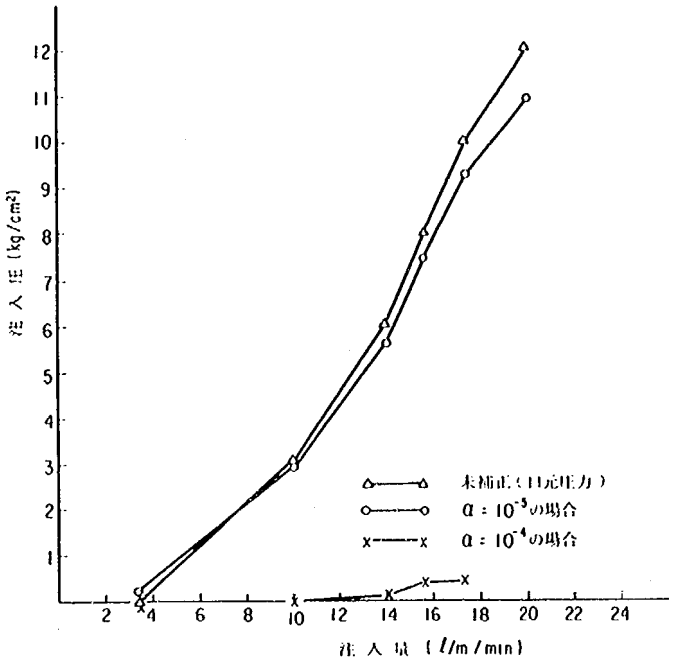
表－1　口元圧力～注入圧力～注入量

口元圧力 (kg/cm^2)	注入量 (ℓ)	単位注入量 (ℓ/m)	損失水頭 (m)	注入圧力 (kg/m^2)
0	17	3.4	3.74	－ 0.15
			0.37	0.18
3	50	10.0	32.38	－ 0.02
			3.24	2.90
6	70	14.0	63.46	0.13
			6.35	5.59
8	78	15.6	78.79	0.36
			7.88	7.43
10	87	17.4	98.02	0.42
			9.80	9.24
12	100	20.0	129.50	－ 0.73
			12.95	10.93
16	118	23.6	180.32	－ 1.81
			18.03	14.42

注）損失水頭および注入圧力の上段はαを10^{-4}とした場合である。同様に下段は$\alpha = 10^{-5}$とした場合である。

ここで最も大きな補正要因は注入管の管内抵抗による損失水頭であるが，表－1に示すように補正係数αによって大きく異なる。表中上段は$\alpha = 10^{-4}$，下段は$\alpha = 10^{-5}$とした場合のh_3を求めたものである。これによって注入圧力を求めると$\alpha = 10^{-4}$の場合には先端部には圧力はほとんどかからないことになってしまう。しかし口元圧力をあげることによって注入量が増大しているので当然注入圧力（先端部圧力）もあがらなければならないはずであるが，計算上注入圧力が負（－）になるのは補正係数αを過大に評価しているためと考えられる。なお注入圧力があまり増大しないで注入量が増える現象も見られるが，これは注入管（ロッド）の継ぎ目からの漏水である。漏水はタコ糸等を巻きつけて防ぐことができる。

図－２は表－１を図示したものである。△印は補正を全然行わないもの，○印は$\alpha = 10^{-5}$としてその他の補正も合せて行ったもの，×印は同様に$\alpha = 10^{-4}$としたものである。ここで未補正と$\alpha = 10^{-5}$の場合の値があまり変らないのは地下水位が高いことによるもので通常はあまりない例である。図－２からルジオン値を求めると未補正の場合で17.5，$\alpha = 10^{-5}$の場合で18.5となる。$\alpha = 10^{-4}$の場合には注入圧力がほとんど上らないのでルジオン値は見かけ上無限大になってしまうのでαは過大に評価されていると考えざるを得ない。



図－２　注入圧～注入量曲線

注入管の管内損失水頭は，管の内壁の粗さによって決まる摩擦損失水頭，管の縮少拡大損失水頭，弁類損失水頭，分岐合流損失水頭等であるが，これらの損失水頭については個々に求める方法が確立しているが，条件が変わると係数が異ってしまうので実管による試験以外によい方法はない。ルジオンテスト施工指針（案）は数件の実験結果から求めたものであるが，同一注入管を使っても実験によってかなりのバラツキがあることが判明している。さらに注入管の内壁の粗さの注入管の使用の程度やセメント等の付着による状態変化で著じるしく異なる。

以上の事実から損失水頭を求めるためには実際に使用する注入管による実験が最もよいことが分るであろう。

（地質研究室）

6. ダムの設計施工に関する問題点

6－1

岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について　（52. 沖縄）

（質　問）

粘板岩，千枚岩系統の地質の場合，剪断試験結果は層理の方向や，微小クラック等に大きく影響され，値がバラつくことが安波ダムにおける試験結果から判明している。このような値を整理解析し，設計値を求める場合どの様な注意が必要かについて御指導願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

粘板岩，千枚岩に限らず，一般に岩盤試験結果はかなりバラついている。この原因としては，

(i) 岩盤区分はかなり詳細に行われた場合でも，数メートルの間の平均的所見にもとづく場合が多い。一方，岩盤試験結果は載荷面およびその近傍数十cmの部分に支配される。

(ii) 岩盤試験は横坑内で行われることが多いが，岩盤区分は側壁での所見にもとづいて，底面の状況を推定していることが多く，試験箇所との対比が完全に一致していないことが多い。

(iii) 試験の巧拙

(iv) 適用している岩盤区分方法が，その地点の岩盤の力学的性質に適しているか否か。

などがあげられる。

このうち，(i)，(ii)については最近載荷面に対して，試験前と試験後の写真とスケッチを残すようにしているので，ある程度解決してきているが，(iii)，(iv)については未だ十分に検討されていない例が多い。

ここで留意すべきことは，いかにバラついた値でも，個々の値についてはそれなりの意味を持っていることである。すなわち，測定値および，荷重－変位曲線を入念に観察すれば，その試験が適正に行われていたか否かは，明らかになるし，載荷面を入念に観察すれば，何故にその試験結果が予想に反して低い値であったか，あるいは高い値であったかは理解できる場合が多い。

多くの場合，岩盤区分を既定のものとして受け入れるためにバラついた値となっており，試験後バラついた原因を確かめ，自分で再区分するつもりで整理すると，それ程バラついていないことを発見することが多い。

岩盤試験の結果にもとづいて，設計に用いる値を決定することは基礎岩盤の設計において最も重要であり，また最も誤差の生じ易いところである。これをバラついたまま低目の値をとって設計することも一法であるが，ダムの建設も一つの経済行為である以上，バラついた原因を充分検討し，それにもとづいて合理的に設計に用いる値を決定すべきであると考えられる。

なお，この検討の具体的な事例は，「多目的ダムの建設」第3巻，P.P326～P.P330 に述

べられているので参照されたい。

（ダム構造研究室）

6－2

はさみ層の透水処理について　（54. 九州）

（質　問）

矢田ダムのサイト周辺を構成する地質は砂岩を主体とする大野川層群が基盤となり，その上部に阿蘇熔岩が分布しているが，この阿蘇熔岩は3層の溶結凝灰岩とシルトや軽石層からなる3枚のはさみ層が互層をなしており，ダム基盤となるのは最も新しい第3熔岩である。

またダムサイト上流右岸部には，貯水池に沿って延長約5 kmに及ぶ細尾根があり，最も薄い部分はダム計画標高位で200 m程度しかないところもある。この細尾根全域の標高140 m～170 m間に先述のはさみ層があり，現在までの調査によると，この層からの漏水またはパイピングの危険があるとされ，この対応策が問題になっている。

このはさみ層は洪水時満水位より下位にあり，また地表面から40 m～80 m間の深所にあるため対応策としてはグラウト等が考えられ，既にグラウトテストも実施されているがグラウト効果の確認が不十分であり，今後継続調査の必要がある。

このような層に対する処理工法と想定される工法に対応した地質調査をいかに進めればよいか御教示いただきたい。

（矢田ダム調査事務所）

（回　答）

矢田ダムの基礎は，中世代白亜紀の大野層群を基盤とし，その上に第4紀の極めて新しい阿蘇火山活動による火砕流堆積層が不整合堆積した地質で，一般にこのような地質条件でダムを築造する場合，極めて難しい問題が種々ある事が予想される。

御質問の右岸の細尾根部からの漏水問題は予想される難問題の1つであり，添付図面，既存調査資料から見て確かに問題になり，図面で見る限りダムサイト近傍よりも上流域D～F測線付近で最も厳しい条件となり，何らかの対策が必要と思われる。

しかしながら具体的な処理工法を検討するためには，先ず問題箇所の地質構造（地層の分類，層序関係，厚さや範囲等の分布状況）を明らかにし，さらに各層の工学的性質（物理・力学的性質，透水特性，浸透水に対する抵抗性等）を明らかにして始めて，どの層のどの範囲を対象とするかが明確になり，種々の処理工法を比較することができる。

最初に地質構造であるが，添付図面の解釈には次のような疑問がある。即ち，火山活動時の火山灰や軽石のような降下物の一次堆積はほゞ原地形沿いに等厚に堆積し，溶岩流，熱雲流や泥流は低地沿いに原地形を埋めほゞ水平に堆積するという前提にたつと，添付図面の地層分類が正しいとす

るならば，Wt_2 の堆積後，河谷の浸食が Wt_2 から基盤の大野層群に達するまでの火山活動の休止期間を考えなければ Wt_3 の堆積状況が説明できない。したがって Pt_1 ～ Wt_2 は時代の違う全く別の火山活動と考えた方が地質断面を説明し易い。またこの様な堆積環境を考えると Pt_3 の分布や Wt_2 ～ Wt_3 休止間の段丘面や河床砂礫層の分布に疑問が残る。

次いで各層の工学的性質であるが，御質問では Wt 層にはさまれる未固結層が透水性であるという前提で，未固結層が浸透水に対する抵抗性が弱いことを問題にしているが，これまでの類似した地質における経験（緑川ダム，漁川ダム，下湯ダム等）では，一般に最も透水性が問題になるのは高溶結の Wt であり，低溶結層はむしろ難透水に近い。

これに対し処理工法を考えると，Wt の透水性改良は通常のセメントグラウチングで十分可能であるが，未固結層の透水性改良はグラウト工法では極めて困難であり，条件によっては別の処理工法を考える必要がある。

以上，御質問の主旨とは多少異なる内容となってしまったが，矢田ダムの今後の調査は，前述したように地質構造の全体的な把握が最優先であり，右岸尾根部の処理工法は地質構造とその工学的性質の把握がなされ始め検討されるべきものと思われる。

（フィルダム研究室
地　質　〃）

6－3

ダム基礎の強風化部の処理例について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄の地山は風化層が厚いため，ダムのアバットを風化部にのせる場合も考えられる。掘削除去以外の処理方法の実例について示していただきたい。又，ダム基礎の止水目標として，一般に1～2Luの値が採用されているが，福地ダム，新川ダム等の例では3～5Luが限度である。この程度の値で処理する場合の配慮について又，1～2Luの設定根拠について御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

コンクリートダムを強風化部に取り付ける場合に問題となるのは，

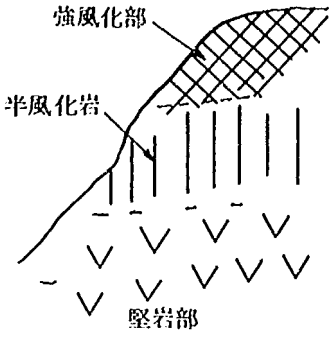
(i) 止水上の問題

(ii) 岩盤強度の問題

の2点である。

先ず，(i)の止水上の問題について述べると，最上部の強風化部は，グラウトなどによる改良は全く望めないが，案外難透水なことが多い。その下の半風化部は未だ岩石の心部は硬く，節理は残っ

ているが，節理面沿に風化が進行し，その一部は泥化したり，流入粘土が入っている部分であるが，一般に透水度は高く，貯水した場合に非ダルシー流となって流れる場合もある。この部分がグラウトなどにより改良されるか否かは極めて難かしい問題であって，グラウト試験などを行い，調査しなければ明確な答は出し難い。一般的に言って，この部分で，上載荷重が小さい所は，グラウトによる改善は望み難い。上載荷重が大きい所では，グラウト圧もそれに応じて上げられるので，ある程度の改善が望みうることもある。



図－1

その下の堅岩部は，一般の堅岩と同様にグラウトにより改善される。

一般には以上のような状態なので，

(i) 全面的にグラウトにより改善する。

(ii) 半風化部の上部以上を除去して，その部分にフィルダムを入れ，その下はグラウトにより改善する。

(iii) 止水壁を入れる。

などの工法がとられている。

(i)を行うには，半風化部のグラウトが充分行いうることと，強風化部が不透水であることの確認が必要であるが，ある程度不安が残るのが一般であり，実際には半風化部までしか取付かない時にこの方法はとられている。

(iii)の工法はトンネルバイトンネルにより，止水壁を施工する工法（美和ダム，沓瀬ダムなど）と連続壁工法（大町ダムで計画中）とある。前者は施工が極めて複雑で，一般にトンネル掘削に当っては鉄製支保が必要となり，これを除去せずにコンクリートが打設されるために逆に水みちを作る可能性もあり，さらには周辺の地山をゆるめる難点もある。後者は施工上上部がある程度平地である必要があり，どうしても満水面上の無駄掘りが生ずる。また連続壁の下をグラウトする場合には施工上の困難さとともに，その連続性に十分留意する必要がある。したがって，(ii)の工法が最も多く用いられている。

次に，コンクリートダムの基礎としての岩盤の強度の面からこの問題を検討してみよう。

強風化部および半風化部にコンクリートの堤体を載せた場合，この部分に対しても現在のダム設計基準のせん断摩擦抵抗安全率を4以上にとるとすると，ほとんど泥化した強風化部にコンクリートダムをのせることは困難であるし，半風化部でも１０～１５m程度のダムをのせるのが限度であろう。

このように考えると，止水面から考えた対策の(i)~(iii)のうち，(i)および(iii)は岩盤強度の面からみた構造設計上に問題が生ずることになる。

とくに，ダム天端の標高まで半風化が存在するときはこれにコンクリートダムを直接取付けてい

る例はあるがダム天端の標高まで半風化部が存在せず，強風化部に直接取付けた例はない。

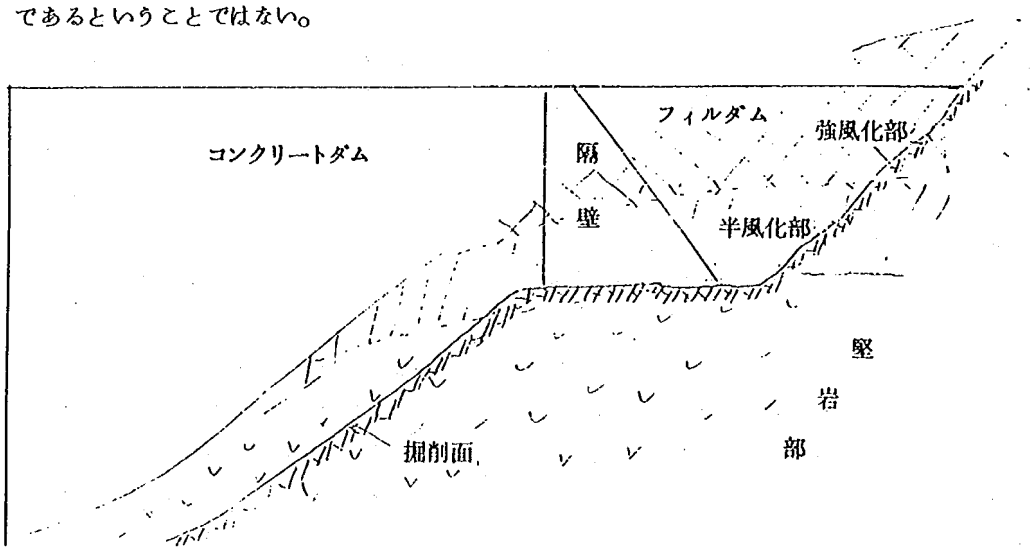
したがって，ダム天端の標高で強風化部しか存在しない場合には，半風化部ないし風化していない部分にコンクリートダムとフィルダムを接合させる隔壁を設け，これより山側はフィルダムとして設計するのが一般である。（山神ダムなど）

このように設計されると，一般には隔壁の山側は大巾に掘削されるので，この部分はフィルダムのコアーにより止水し，フィルダムは半風化部に対して上載荷重がある程度あってグラウトによる改善が可能と考えられ，強風化部に対しては浸透路長が充分で止水が可能と考えられるまで延長し，以後はグラウトにより処理が行われているのが一般である。

美和ダムの場合には，止水壁が設けられているが，この部分はコンクリートダムを直接取付けることが可能な程度の風化部であり，大町ダムでは上部の河岸段丘に対して，連続壁工法による止水が計画されているが，河岸段丘への堤体の取付けはフィルダムを介在させることにより行われている。

つぎにダム基礎の止水目標であるが，従来のコンクリートダムは1～2 Lu程度までグラウトにより改良してきたということで，フィルダムでは4～5 Luでとどまっているのもかなりあり，コンクリートダムでも部分的には4～5 Luまでしか改良できなかった例はある。しかし，これらのダムは湛水後やや漏水は多いようであり，1～2 Luは一つの目標であって，ここまで全般的に改良し得たときは，漏水量が比較的少く抑えることができた例が多いという経験的なものである。

1～2 Luは透水係数にして$1\sim2\times10^{-5}$cm/secであり，4～5 Luは透水係数にして$4\sim5\times10^{-5}$cm/secで，両者の間に本質的に大きな差があるわけではない。要は1～2 Luまで全般に改良すれば安心して湛水しうるという目標値であって，ここまで改良できないときは直ちにダムが危険であるということではない。



図－2

しかし，１０Lu 以上ではかなり速い流速を観測したこともあるので，部分的にも高々４～５ Lu 以下にするように努力する必要はあると考えられる。

（ダム構造研究室）

6 － 4

フィルダムの非常用洪水吐の形式選定及び設計上の留意点について

（53. 関東）

（質　問）

河川管理施設等構造令の制定，河川砂防技術基準の改訂（案）に伴ないフィルダムでは一般に自由越流頂をもつ非常用洪水吐を設けることとなるが，これを，現在多く採用されている正面または横越流方式の固定堰として設計すると，長い越流幅が必要となる場合が少なく，そのため，洪水吐の配置，形状の選定が非常に困難になるばかりでなく，施工上（法面の掘削やその安定確保）や経済性（工事数量の増大）からの問題が生ずる場合が多くなっている。

これらの問題を軽減するための代案として，最近，越流式ゲートをもつ越流堤やモーニンググロー方式のトンネル洪水吐が検討されるようになって来ているが，わが国のダムではこれらの形式の採用例が少いので，その採択および設計にあたって留意すべき点について伺いたい。

（水資源開発公団）

（回　答）

(1) トンネル式導流部の適用性

トンネル式導流部の適用性の問題は，高速流導水路としての構造的耐久性の評価の問題に帰着する。

トンネル式導流部の流れは常に開水路流れとなるように設計することが原則である。しかし，閉じれた空間内に高速水流を流すので，空気流の発達も著るしい。このような状態の流れについては，現在まだ情報が十分でなく水理計算等によって予測することは困難である。このため，経済的な設計を行うには知識が不足するが，諸外国等における多くの実施例ならびに実験例等の経済的事実を基礎資料として設計基準が導かれているから，実用上問題のない設計を行うことができる。

したがって，設計された形状が確実に施工されかつ維持管理されれば，トンネル式導流部であっても所定の機能を発揮するものと考えてよい。

流木などによるトンネルの閉塞あるいは疎通能力の低下がしばしば指摘されるが，シュート式などと同等の断面の余裕を確保することを前提とすれば，一般の平面線形が直線で断面の大きい洪水吐きトンネルの場合は問題を生じないものと考えられる。

このように機能設計上の問題についてはすでに実用可能な段階にあるわけであるが，フィルダムの洪水吐きとして実際に適用するためには構造物の耐久性に対する慎重な配慮が必要にな

る。

これは，(1)トンネル式導流部では，高速水流に接する面が非常に長くなり，コンクリートの摩耗やキャビテーションなどによる損傷が避けがたいこと，(2)洪水吐きがトンネル式となるダムサイドは基礎地盤の状態も悪いところが多く，トンネルの変形やクラックの発生する危険が大きいこと，などのためである。

これらは，いずれもトンネル内の流れが非常に高速であってわずかな表面の不整でも大きな災害につながる危険があり，特にトンネルの変形やフラックの発生あるいは処理の適切でない継目などは過大な動圧成分をコンクリートライニング内側に導き決定的な破壊をまねく恐れがある。

したがって，このような箇所を早期に発見し適切な補修を行うことが必要であり，これが確実に実施されることがトンネル式導流部を採用するための前提条件である。

トンネル式導流部を採用する場合には，あらかじめこのような点検補修の要領を明らかにし，補修の方法および時期についても考えておくことが必要である。また，フィルダム洪水吐きとしては特に，主洪水吐きが補修のために使用不能の状態にある場合に利用できる副洪水吐きについても考えておかなければならない。

従来より，洪水吐きの設計では計画面および機能面のみが重視される傾向にあり，コンクリート構造物はいずれも永久構造物であるかのような取扱いが支配的であるが，洪水吐きは他の機械設備などと同様に年々その機能が低下する設備であり，トンネル式やシュート式のようにコンクリート厚の薄い構造物では摩擦などによってその安全度が急激に低下する恐れがあるから，これを一定の水準に保つためには定期的な点検補修が特に重視されるわけである。

(2) トンネル式洪水吐きの流入部の選定

導流部をトンネル式とする場合の流入部は，流入部終端でできるかぎり速みやかにかつ滑らかにトンネル断面に遷移できる形状とすることが条件となる。この場合，遷移の条件は，断面形状を連続させることおよび流水の方向をトンネルの方向に一致させることである。

越流部が直線である場合には，総越流幅をトンネル直径にほぼ一致させる設計（正面越流型）と水路幅をトンネル直径にほぼ一致させる設計（側水路型）とがある。正面越流型の設計では，越流幅が制限されかつ所要の放流能力を満たすためにはゲートの深さを大きくする必要があり，結果としてフィルダム洪水吐きとしては適当でないことが多い。これに対して，側水路型の設計では，越流幅に対する制限がないので，フィルダム洪水吐きの設計条件を満たす設計が可能となる。この場合には，ゲートとして一般に使用されるラジアルゲートやローラゲートを用いる場合のほか越流式ゲートとする場合あるいはゲートを設けない自由越流堰とする場合がある。

越流部を曲線型とする場合には，トンネルに流れが集中するように漸縮角度を選定することが可能であり，越流幅の調整も可能となる。また，曲線を多角形で構成することによって数個の直線型越流部に分割できるので，ゲートの設置も可能となる。

曲線型において角度を360°に設定した場合が朝顔型であり，この場合も多角形で構成することによってゲート付越流部とすることができる。

洪水吐きとして設計する場合には，いずれの場合もトンネル入口が流量規制断面とならないように設計することが原則であるから，朝顔型を含めすべて越流式の流入部となる。

側水路型，曲線型ならびに朝顔型はいずれも越流幅を長くすることが可能なため，フィルダム洪水吐きとして適当な流入部型式であり，トンネル式導流部に接続可能な型式である。

したがって，フィルダムの非常用のトンネル式洪水吐きの流入部として，これら3種の型式は水理機能上の差はないと考えてよい。

しかし，洪水吐きとしてはこのような水深の浅い放流設備とともに10m程度の水深の放流設備も必要になるのが通例であり，両者を同一の洪水吐きにおいて併置しようとする場合には，曲線型では下流流水の相互干渉がないので容易であるが，側水路型ではゲート等が水没する場合も生じやすいこと，朝顔型では配置すべき空間の確保が困難なことなどかなりの工夫が必要である。

なお，構造的には，側水路型や曲線型は重力式コンクリートダムの設計が準用できるので簡明であるが，朝顔型については水中に自立する中空のコンクリート塔構造となり高さ等の条件によって耐震設計上の問題を生ずることが予想される。

(3) トンネル式洪水吐きの減勢工

トンネル式洪水吐きの減勢工を考えるうえで最も重要な点は，堤体流下式やシュート式の導流部の場合に比べて単位幅当りの流量が著るしく大きいことである。

このため，諸外国ではトンネル式洪水吐きの減勢工としてスキージャンプ式減勢工を採用することが通例となっている。

スキージャンプ式減勢工は，単位幅当りの流量の大きさが減勢工の機能に支配的な影響を及ぼさないので，落下点を中心に十分な広さの用地が確保できればこの場合最も経済的な設計となる。

わが国の場合，この十分な広さの用地が確保できないことが多く，スキージャンプ式減勢工の採用は避けることが原則となっている。しかし，適当な用地が確保できる場合には，スキージャンプ式減勢工の採用も考えるべきであろう。

通常の場合は，トンネル式洪水吐きの減勢工も跳水式を採用することとなる。このときは，単位幅当りの流量を小さくするための工法が非常に重要になる。跳水水深 h_j と単位幅当りの流量 q の関係は，水叩き始端における総水頭を H として，近似的に次のように表わされる。

$$h_j = 0.951\, q^{1/2} H^{1/4} - 0.113\, q H^{-1/2}$$

上式より明らかなように，跳水の規模に対して単位幅当りの流量はほぼ1／2乗に比例して作用するから，単位幅当りの流量を小さくすることによって減勢工の設計は容易になる。しかし，減勢工の長さは，この流量を小さくするための区間が必要となり，堤体流下式の場合と比べて著るしく長くなるのでトンネルの方向を適当に選定し十分な長さの直線区間の確保に努める必要がある。

(4) トンネル式洪水吐きの設計例

ダム	設計流量 Q m^3/s	越流水深（最大）H m	径間(m)×門数	ゲート型式	ゲート高 m	湾曲部半径R m	下流トンネル 勾配 n：1	下流トンネル 長さ,L m	下流トンネル 径, D m	総落差 H＋W m	(1)*	無次元量 (2)*	無次元量 H+W/R	無次元量 L/D
Flaming Gorge	816	11.58	5.11×2	ローラ	10.36	61.0	0.01	66	5.49	133.1	55	0.749	2.18	12
Yanhee	3,000	17.10	11.0 ×2	ラジアル	17.40	106.0	0.0025	200	11.30	122.0	50	0.679	1.15	18
Palisades	1,371	15.54	6.10×2	ラジアル	15.24	42.0	0.0191	553	8.53	69.8	48.2	0.720	1.66	65
Blue Mesa	946	9.60	7.62×2	ラジアル	10.21	51.2	0.0339	307	6.40	101.3	55	0.733	1.98	16
Yellowtail	2,605	20.42	7.62×2	ラジアル	19.63	88.4	0.04	313	9.75	147.8	55	0.720	1.67	32
Wu-shen	1,869	15.24	8.08×2	ラジアル	15.24	76.2	0.01	106	8.23	125.5	45	0.787	1.65	13
Glen Canyon	3,908	19.20	12.19×2	ラジアル	16.00	106.7	0.0035	330	12.50	174.8	55	0.604	1.64	26
奈川渡	1,500	12.50	8.5 ×2	ローラ	12.80	47.2	0.0051	210	8.00	141.0	50	0.630	2.99	26

*(1) 斜坑トンネルの水平面となす角(°)　(2) $Q/\{D^2\sqrt{g(H+W)}\}$

(2) 朝顔型

ダム	設計流量 Q m^3/s	越流水深 H m	朝顔部径（堤頂） m	下流トンネル径 D m	湾曲部半径 R m	総落差 H＋W m	無次元量 (1)*	無次元量 H+W/R	形式（水平面となす角）	渦流防止対策
Davis Bridge	765	2.44	48.8	6.55	16.8	59.74	0.737	3.55	立坑	堰柱 16基
Gibson	1,416	6.1	28.0	9.0	18.0	61.0	0.715	3.39	立坑	堰柱 6基（ゲート付）
Owyhee	850	3.66	18.3	6.9	15.2	101.16	0.567	6.65	立坑	堰柱 1基（ゲート付）
Kiugsley	1,529	8.53	27.4	8.7	19.5	53.63	0.881	2.75	立坑	堰柱 12基（ゲート付）
Jubilee	481	2.87	22.6	4.57	58.0	77.57	0.835	1.34	斜坑(22.5°)	カーテンウォール
Hungry Horse	1,501	5.1	19.5	7.5	36.6	153.5	0.688	4.19	斜坑(50°)	堰柱 1基（ゲート付）
Pracana	1,650	7.0	19.6	9.5	20.0	53.6	0.798	2.68	立坑	堰柱 6基（ゲート付）
Maranhao	1,600	3.9	38.4	10.5	18.0	49.9	0.656	2.77	立坑	堰柱 12基（ゲート付）

(5) 越流式ゲートの取扱い

最近，わが国においてもダム洪水吐き用のクレストゲートとして越流式ゲートの採用が検討される例が多い。

この場合，ゲートの型式としてはフラップ（転倒）ゲートあるいはドラムゲートなどの型式が想定され，扉高としては３～４ｍ程度以下のゲートが考えられている。

越流式ゲート付洪水吐きの特徴は，越流式ゲート構造の部分が，(1)ゲートの開閉の状態に関係なく常に越流機能を維持すること，(2)堤頂の高さが常時満水位もしくはサーチャージ水位に近くかつ越流幅の大きい構造になること，の２点に集約される。

異常に大きい洪水に対処するための洪水吐き（非常用洪水吐き）にゲートを設置する理由は，(1)ゲート付構造とすることによってダム高を低くし総工費の低減を図る。(2)自由越流堤では必要となる異常に大きい洪水に対する貯水池の空容量をゲート付構造とすることによって常時有効に活用する。の２点である。また，河川管理施設としては，(3)洪水の大小にかかわらず常に操作放流することによって適切な流量制御を行う。ことに理由の１つであろう。

また，この場合のゲートとして越流式ゲートの採用が考えられる理由は，自由越流堤の利点を残しつつゲート付構造の有利さを導入しようとする試みに他ならない。

降雨－洪水流出の応答に時間の遅れが小さい流域（これが流域面積の小さい場合に相当する。）を有するダムでは，異常洪水時におけるダムの安全を確実なものとするために自由越流堤を設置することが原則となっている。これは，ゲートを設けて操作放流することを前提とすれば，洪水事象の進行速度が早いためにダム側の対応が追随できない恐れが生ずるためである。したがって，この場合にはゲート付構造の利点をすべて割愛しゲートを設けない構造とされる。しかし，この措置はあくまでも現在の洪水予測能力ならびにダム管理技術を前提とした暫定的な措置であり，将来これらの向上によってはゲート付構造に改良する場合も起り得る。

これに対して，降雨－洪水流出の応答がある時間の遅れをともなう場合（これが流域面積の大きい場合に相当する。）については，洪水到達以前に入手できる洪水に対する情報量が豊富になり，その処理に要する時間もある程度確保できるため，ある時間の範囲内ではかなり的確な洪水予測が可能となる。したがって，この場合には，現在のダム管理技術および体制に調和したゲートの設置とそれによる操作放流が可能となってくる。

このようなダムでは，洪水吐きをゲート付構造とすることによって，ダム高を低くし，かつ貯水池の空容量を常時活用することが合理的な計画となるはずである。

つぎに，ゲート型式との関係を知るために，貯水池として洪水調節を目的に含むある１つの貯水池を想定し，同一の貯水池でゲートの高さを変えた場合の放流操作を考えてみる。

この場合，洪水が計画洪水の範囲内であれば，所定の操作ルールに基づく放流操作で貯水位はサーチャージ水位を越えることはないから，異常に大きい洪水のために準備されるゲート等（非常用洪水吐きゲート）は操作する必要はない。したがって，非常用洪水吐きゲートの操作開始時点はその洪水が計画を越える洪水であることが予測された時点以後でなければならない。

また，計画を越える洪水の放流は，放流の原則にしたがい，滑らかに行うことが必要である。

ゲートが越流式ゲートでありかつ堤頂の高さが洪水が計画を越えると予測された時の貯水位より高い位置にある場合には，ゲートを適当な高さに固定することによって人為的な放流操作を行うことなく自由越流堤と同じ機能を発揮させることができる。この場合，堤頂の高さがサーチャージ水位に近いほど洪水を予測すべき時間が短くなり管理上は容易になる。自由越流堤はこの洪水を予測すべき時間が0に収束した状態と言える。

ダム管理上，越流式ゲートが異常に大きい洪水に対処する工法として，自由越流堤に次いで容易な工法であることは，このことからも明らかである。

しかし，河川管理施設としてのダムの役割を考えた場合，常に最適な洪水制御を行うことが本来の目的であるから，洪水が計画を越えることが的確に予測された時点で次の適正な操作に移行できるような洪水吐きの機能についても当然考えるべきであろう。

洪水が計画を越えることがかなりの精度で予測できる貯水位に対して越流式ゲートのみの洪水吐きでかつ堤頂の高さが高すぎる場合には，この間の貯水容量が無為無策に浪費される結果となる。したがって，この間の貯水容量を洪水制御において適正に活用するための洪水吐きが必要になる。

この場合の洪水吐きとしては管路型や引上げ式ゲート付の越流型洪水吐きが考えられ，計画を越える大洪水に対しては両者とも同じ機能を発揮するものと考えてよい。しかし，一般には適当な規模の引上げ式ゲート構造とするのが通例である。これは引上げ式ゲートでは常時の調節放流に使用すれば表層取水となりダム放流水の水質管理上問題を生じないからである。したがって，洪水吐きとして引上げ式ゲートがない場合には，この主旨に基づき引上げ式ゲートを設置すべきであろう。

このように，降雨－洪水流出の応答がある時間の遅れをともない，洪水の予測が可能となる場合の洪水吐きについては，洪水調節用放流設備，引上げ式ゲートならびに越流式ゲート付の洪水吐きの構成が考えられる。

この場合の越流式ゲートと引上げ式ゲートの流量配分については，洪水が計画を越えることがかなりの精度で予測できる時点での貯水位に対して考えるべきであり，貯水位がサーチャージ水位に近い場合には越流式ゲートが主体となり差がある場合には引上げ式ゲートへの配分を多くすることが可能となる。

しかし，流量配分については，個々のダムがそれぞれの実情に合わせて検討すべき性格の問題であり，一般的な基準を示すことは適切でない。

ただ，河川砂防技術基準の解説等より勘案して，次のようなガイドラインがある。

(I) 流域面積が20 km^2程度以下もしくは洪水調節容量の相当雨量が50 mm程度以下のダム …… 自由越流堤

(II) I以外で流域面積が100 km^2程度以下のダム …… 越流式ゲート（主）

(III) IおよびII以外のダム …… 引上げ式ゲート（主）

（篠崎試験所）

6 — 5

仮排水路トンネル内の漏水について　（52. 沖縄）

（質　問）

仮排水トンネルは堤体盛立後コンクリートで閉塞され，この中に利水管（φ1500㎜）が埋没されているが，この利水管のまわりから400ℓ/min程度の漏水が生じている。原因等については不明であり，何らかの処置を計画中であるが，次の事項についてお伺いしたい。

① 漏水の原因調査方法

② 止水対策と方法論

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

仮排水路は一般にカーテングラウトの面か，やや上流側で閉塞され，周辺の岩盤はコンソリデーショングラウトにより止水されている。この仮排水路の掘削に当っては周辺の岩盤をかなりゆるめており，また閉塞後はコンクリートプラグの直上流まで水を呼び込んでおり，プラグの下流では間隙圧を大気圧まで下げているので，プラグ周辺はダムの基礎岩盤内では最も強い動水勾配が形成される所となっている。

従って，仮排水路のプラグ周辺は他の部分に比して漏水が多いのは一般的傾向であって，福地ダムだけの特別な現象ではない，仮排水路からの漏水が400ℓ/minは他の例よりはやや多いようであるが，これより多くても，次第に減少した例はいくらもある。

原因は

(i) 仮排水路の掘削に際して生じた周辺岩盤のゆるみが完全にグラウトされていない。

(ii) 動水勾配が強すぎる。

(iii) 利水管周辺の止水が充分でない。

の3つが考えられる。

(i), (ii)の場合には仮排水路のライニングからの漏水が主であり，(iii)のときは利水管の周辺からの漏水が主である。

そこで漏水箇所が利水管周辺からか，ライニングからか分けて測定しておくことが必要である。

ライニングからの漏水が主であるときは，プラグの周辺にグラウトを行い，さらに漏水が減少しないときはプラグの下流側のライニングを厚くし，この部分にもグラウトを行えばよい。

利水管の周りからの漏水が主なときは，利水管周辺の止水を強化することになるが，どのような方法が適切かは設計図を見た上でないと判断できない。

又，ダムの安全性からは漏水量ではなくその経年的変化が重要である。

福地ダムの場合，仮排水路での漏水が400ℓ/min程度で同じ貯水位での漏水量が一定ないし減少傾向にあり，ダムの安全性については問題ないと考えられる。対策方法はケースバイケースで

あり一概に言えない。

（ダム構造研究室）

6－6

パイプクーリングの効果の判定方法について　（54. 九州）

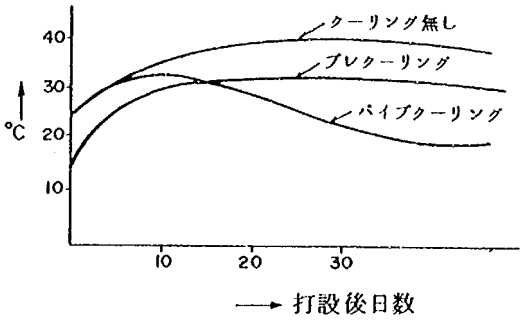
（質　問）

コンクリート標準示方書によると「旧コンクリートの材令が1.5m～2.0mのリフトの場合は，5日に達した後でなければ新コンクリート打継いではならない。」と規定し，さらに「人工冷却によって温度調節を行う場合には，これを緩和することができる。」と規定されているが，パイプクーリングを行う場合にその効果の判定方法と日数の短縮度合を御教示お願いします。

（厳木ダム工事々務所）

（回　答）

質問の趣旨は，ダムコンクリート標準示方書に依れば，人工冷却によって温度調節を行なう場合，現在，標準とされている打設インターバル0.75～1.0mリフトの3日，1.5～2.0mリフトの5日以上の日数を緩和することが出来るとされているので，パイプクーリングを行なう場合の打設直後の温度調節の効果の有無の判定と，そのインターバルの短縮度合の考え方についてのものと思われる。右の図は，あるダムを例にとって外的温度条件，コンクリートの熱的特性を用いて，クーリング無し及びクーリングの方法による温度履歴の差を計算により求めたものであるが，これによると，パイプクーリングの効果はコンクリート打設後3～5日頃から現われはじめるとみてよい。したがって，プレクーリングのように，打設温度を直接降下させる方法とは異なりパイプクーリングの場合は，打設直後の温度調節の効果は少なく，自然放散によるものとあまり大きな差はないと考えて良い訳で，標準示方書で示されている打設インターバルの短縮は，難かしいと判断される。即ち，打設直後から温度調節を行なうためには，クーリングの負荷を過大としなければならずこの場合，初期材令時にパイプの周囲だけを急冷却し，引張応力を生じさせることにもなりかねないためである。



（ブロック長さ30m，2mリフト，打設間隔5日，打設8日）

（ダム構造研究室）

6 － 7

ダム事故の実例について　　（52. 沖縄）

（質　問）

最近，米国のティートンダム，ソ連のダム等，ダムに関する事故報告を耳にするが昭和年代における世界，日本における事故の実態とその原因について調査資料がありましたら御教示下さい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

ダムの事故の例として代表的なものは，戦前にアメリカカリフォルニヤ州のセントフランシスダムの破壊，1959年のフランスのマルパッセダムの破壊，1963年のイタリーのバイオントダムの地辷りによる越流，1976年のアメリカアイダホ州のテートンダムの破壊などであり，これらはその下流にかなりの被害を出している。この他1971年のアメリカのロサンゼルス地震に際してのサンフエルナンド下ダムおよび上ダムの破壊は下流にはダム破壊による被害は生じなかったが，有名である。幸い，我が国においては大正年代に長野県の小諸ダムが破壊した以外に２０m以上のダムの破壊例はなく，1968年の十勝沖地震の際に小さな溜池が決壊したなど小さな農業用の溜池の破壊例をみるだけである。

次に，これらのダムの破壊例の原因とその後の設計の対処について述べよう。

１）セントフランシスダムとマルパッセダム

この両ダムとも基礎岩盤が破壊したためである。特に1959年のマルパッセダムの破壊は，各国が争って薄いアーチダムを設計し，建設していた時期でもあったので，大きな反省をうながすこととなり，それ迄の設計がダム本体の応力に主眼を置いていたのに対し，基礎岩盤の安定の方がダムの安全性にとってより重要であるとの認識を高める結果となり，岩盤力学という新しい分野が開拓されるに至り，ダム本体と同等またはそれ以上に基礎岩盤の安定性を検討するようにダムの設計が変っていった。現在ダムの調査でみられる岩盤試験やダム基礎の安定解析はすべてマルパッセダムの破壊以降に登場したものである。

２）バイオントダムの地辷りによる事故

バイオントダムの事故は貯水池左岸上部にあった貯水容量を上廻る容積の土塊が瞬時に貯水池内に崩落し，これがため貯水が１００m以上の水深でダムを越流したものである。この地辷りは建設当時から知られていたが，余りにも規模が大きいために対策の講じようがなく，地辷りが生じないであろうとの想定のもとに湛水を開始したところ，この土塊が動き出したため，急激に貯水位を下げたため，逆に急激な崩落を来したようである。

我が国では未だこのような大規模な地辷りは見られないし，またバイオントダムの事故以前から貯水池周辺の地辷りに対しては充分な調査と入念な対策が講ぜられて来たが，バイオントダムの事故以降はさらにこれらの調査と対策には慎重を期しており，貯水位の上下に対してもかなり

厳格な規制が行われている。（ので，今後このような事故は起りえないようになっている。）

3）サンフェルナンド下ダムおよび上ダムの事故

サンフェルナンドダムは1920年代に水締め工法により施工されたダムである。ロサンゼルス地震に際して破損したが，幸い貯水位が低かったので，貯水は下流に流れ出ず，ダム破損のための被害はまぬがれた。また，この際このダムの附近にあって，現在行われている転圧工法により施工されたバイパスダムは全くの無傷であった。

このダムの破損の原因は地震による砂の流動化によるものであるとされ，その後アメリカではカリフォルニヤ州の全フィルダムに対し再検討が行われ，転圧工法により施工されたダムは地震時の流動化に対し充分安全であることが結論づけられた。

我が国のフィルダムは戦前に施工された農業用溜池を除いて，いずれも転圧工法により施工されている。（地震により流動化現象の起る危険は全くない。）また，我が国でも，これを契機にフィルダムの耐震性について検討されたが，我が国の大きなフィルダムは充分な耐震性をもっていると結論づけられている。

4）テートンダムの破壊

アメリカ，アイダホ州のテートンダムは1976年6月最初の湛水時のほぼ満水に近い状態になったとき，右岸の着岩部から大きな漏水が起り，大凡3時間後に全面的に破壊するに至った。

このダムの破壊の原因としては

(i) 基礎岩盤に無数の開口した冷却節理が発達し，透水性が極端に高かったこと。

(ii) これに対する止水グラウトが不十分であったこと。

(iii) コアゾーンおよびキートレンチの埋戻しに使用した風積シルトは可塑性に欠け非常に浸食されやすい材料だったこと。

(iv) キートレンチの形状が悪く，また底面の整形が不十分のため，アーチ作用や締固め不良が生じ，不等沈下やハイドローリックフラクチャリングによるクラックが発生しやすかったこと。

などがあげられている。

テートンダムの基礎岩盤は第4紀の流紋岩質熔結凝灰岩で，下位標高は比較的マッシブだったが，上位標高は開口した冷却節理が多数存在し，極めて透水性が大きかった。我が国でも第4紀の熔結凝灰岩は，冷却節理が発達し透水性が極めて大きく，ダムの基礎としては最も困難なものの一つとされている。この種の岩盤で浸透流の測定を行うと1cm／sec以上の流速が観測され，真の透水係数は10cm／sec 程度となることがある。したがって，この種の岩盤上にダムを建設する場合には，ダム本体および下流流域に有害な浸透流が生じないよう慎重な調査と設計が要求される。我が国のダムではこの種の岩盤の下盤となる第3紀以前の岩盤が満水面以上となるまでグラウトして湛水している例や，満水面が地下水位以下となるようダム高を制限した例もあり，この種の岩盤上のダムは浸透流に対する安全が保障されない限り事業として採択されないだろう。

この点でテートンダムの設計は極めて不備であり，グラウチング不良，浸食されやすい材料の使用，キートレンチ形状，底面処理不良，開口亀裂に対する処理不良等の欠陥が指摘され，この種の岩盤上のダム設計に対する米国開拓局の経験不足から来た設計ミスが事故の基本原因となっ

ている。

以上は代表的なダムの事故例とその後の対応であるが，これらの事故に共通して言えることは，地震による事故を除き，いづれも最初の湛水の時に事故が生じており，事故の直前に大きな漏水をともなっており，さらにいづれも漏水，変位などダムの安全管理に不可欠と考えられる観測が充分に行われていなかったことである。

ダムの湛水を行い，安全管理を行う上で重要なことは，これらの異常現象をできるだけ早く処置可能な時期に捕え，対策工事を行うようにすることである。

この点に関しては，我が国では既に１０年以上前から，過去の事故例にのっとり，ダムの安全管理規制を設けている。すなわち，ダム完成後の年数に応じて

第１期：ダム完成後初めての満水まで

第２期：初めての満水後ダムの挙動が定常状態に達するまで

第３期：ダムの挙動が定常状態に達したとき以後

の３つの時期に分けて行っている。

特に第１期はダムの安全管理上最も重要で，ほとんどの事故がこの時期に起っていることから，この時期は工事関係者が残り，補修用の工事費が残っている段階で行い，変位，漏水量など主要な観測は毎日行い，ダムの事故につながる恐れのある異常現象はできるだけ早く捕え，速刻対処するようにしている。

このような，管理規準は我が国以外では未だ行われておらず，テートンダムを建設したアメリカの開拓局は１９４０年代に完成したボールダーダムやグランドクリーダムの埋設計器による観測は今でも行われている反面，テートンダムにおいては漏水量の測定は行われておらず，地下水位の測定が月に１回程度行われているにすぎないなど，どちらかと言えば安全管理の観点からは観測は行われておらず，研究的な目的で行われているようである。

このようにみると，ダムの安全管理はダムの大きな事故を防ぎ，適切な処置を行う唯一の手段であるので，現在行われている安全管理規準に従って万全の安全管理体制をひいて湛水を行えば，ダムの事故は完全に防げる筈である。

（ダム構造研究室）

7. ダムの管理その他に関する問題点

7－1

ダムの濁水長期化の調査について	（54. 九州）

（質　問）

ダム濁水放流問題の主要な要素の一つである濁質の性格として粒度構成鉱物的性質（粘土鉱物，火山灰等比重，結晶の形状大きさ）帯電性（ゼータ電位，洪水時の河川水のpH，導電率もかかわるとされる）等と実際の濁水中における濁質の挙動沈降拡散との関連性について概念的な把握整理がなされているか，濁質に係るこのような調査の項目と方法（例えば粒度構成分析はユールターカウンターでは肝心な5ミクロン程度以下の粒子が抱えられない。又試料を運搬するとき現地と同様の分散状態の保持）と結果の利用のしかたを御教示いただきたい。

（九州技術事務所）

（回　答）

近年，貯水池計画及び管理上，ダム貯水池における濁水長期化問題が顕在化しており，国土開発技術研究センターに「ダム貯水池に関する水質調査委員会」が設置され，全国的に広汎な調査が実施されている。[1] 同委員会では，これまでの調査成果をもとに今後の調査として水質監視を目的とした定常調査，及び冷濁水・富栄養化の機構を解明するための詳細調査・特殊調査に分けて調査要領を検討している。濁水の詳細調査の内容は濁水解析（シミュレーション）を前提としたものであり，洪水時の濁水観測及び濁質試料分析が重要となる。

ダム濁水長期化現象の要因は，次の2つが支配的と考えられている。[2]

(1) 流入水の貯水池内での滞溜機構

(2) 常時あるいは洪水時における河川水の懸濁物質の性状

(1)に関しては，流入水の滞留時間の長い成層型貯水池に見られる密度流現象が密接な関係を有し，洪水などによって貯水池に流入し，貯水池内に懸濁された微細粒子は層状の流れによって沈降が阻害され，洪水規模に応じた濁水長期化現象を呈する。

このような現象把握のための調査としては，次のような水理・水文・気象調査が実施されている。

イ．貯水池流入量，流入水温，流入濁度の観測

ロ．貯水池内水温分布，濁度分布の観測

ハ．貯水池放流水温，放流濁度の観測

ニ．ダム地点での気温・日射量・湿度・風速・雲量等の気象観測

また，ダム濁水現象の解析法としては，電力中央研究所で開発した鉛直1次元モデル，あるいは京大の2次元モデル等がある。これらのモデルでは，貯水池内を分割し，マクロ的かつ経験的な知見に基づいて，水温熱収支，水量収支，及び濁質収支から貯水池内水温及び濁度を予測するもので

ある。表－1は，鉛直1次元モデルの入力及び基礎条件の例を示したものである。ここで濁質に関わる入力としては，流入濁度式，沈降速度，渦動拡散係数の3つが挙げられる。

表－1　1次元モデルの主要基礎条件

項　　目	項　　目
1. 計算対象流況 S51. 3. 1～S52. 2. 28	7. 流入水温 ・本川，支川ごと実測を用い，欠測値は補間推定
2. 貯水池形状 ・計算層厚　2.0 m ・各層の平面積及び湛水長は図面計測	8. 流入濁度 ・実測値および試算をもとに下式の係数を本川，支川ごとに推定 $C = k \cdot Q^{\alpha}$ 本川　$k = 0.25$，$\alpha = 1.05$ 支川　$k = 1.0$，　$\alpha = 1.05$
3. 気　　象 ・気温，日射量，湿度，風速，雲量 ・ダムにおける観測値および高知気象台の資料で，毎日の平均値又は，日間積算値	9. 河川流入部水理定数 ・流入河川形状は実測値 ・マニングのn値，　$n = 0.035$ 内部フルード数，　$F = 0.25$ 表層よりの連行係数，　0.5
4. ダム流入量 ・本川流量 支川流量 ・平水時は日平均値，洪水時は2時間毎の値	10. その他の条件 ・粒子沈降速度：ストークスの式を用い平均粒径(d)および比重(ρ)は実測値および試算をもとに$d = 3\ \mu$，$\rho = 2.65$ととする。 ・水面反射係数，　$ar = 0.03$ ・水面吸収率，　$\beta = 0.502$ ・日射の水中減衰係数，　$\eta = 0.676$ ・渦動拡散係数，　$D = 0$
5. ダム放流量 ・クレスト越流量 発電取水量 利水放水管放流 ・平水時は日平均値，洪水時は2時間毎の値	
6. 洪水流入期間 ・S51. 4. 13～17(Qp＝　571 m^3/s) ・S51. 7. 23～28(Qp＝2,087 m^3/s) ・S51. 9.　8～16(Qp＝4,760 m^3/s)	

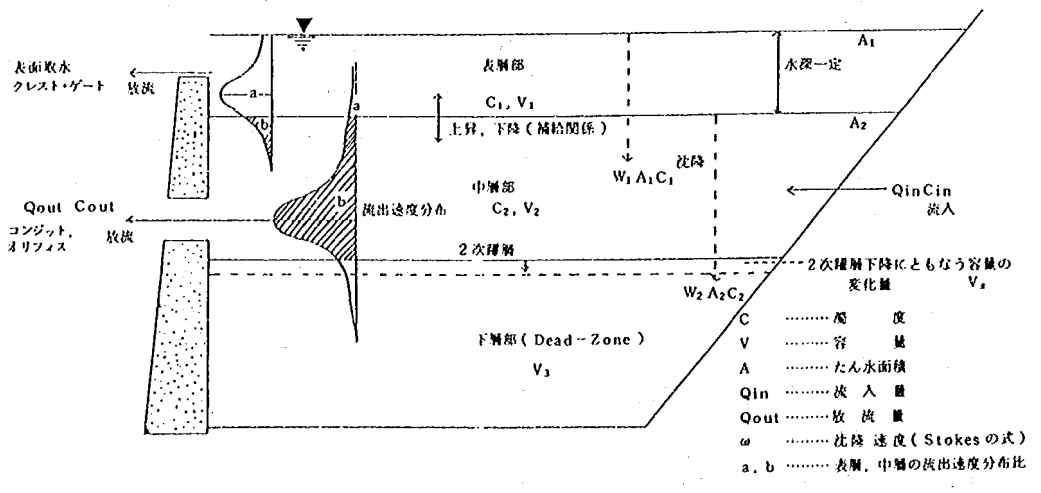
流入濁度は，流量と相関が高く，流量及び濁度を両対数紙にプロットして濁度を流量の回帰式として推定することが多い。この推定式は，濁水解析において最も重要な要素の1つであるので，特に洪水時観測データを中心として数多く収集する必要がある。全国的あるいは地域的に流量濁度関係式の係数がどの位になるかを整理した事例はないが，これまでの解析では概ね濁度と流量は比例関係にあるとしていることが多い。

沈降速度は，従来の調査に依れば濁水の原因となる粘土鉱物の粒径は数μ以下であり，その静水中の沈降速度は1 m／日の程度である。濁水解析においては，貯水池内濁質の粒度分布から代表的粒径を求め，これからストークスの式を用いて沈降速度を求めている。このときの沈降速度は時間的・空間的に一定としていることが多いが，貯水池内濁度分布の観測値は必ずしも一定速度の沈降状況を示していない。このことは，貯水池内流れの乱れによる沈降の阻害，理化学的特性（粒子相互の反発力等）に基づく沈降の阻害等多くの要因が考えられるがその機構を解明するには至っていない。

このような沈降速度が一定という仮定に対して，流入濁質における粒度変動を導入し，時間ごとの流入濁質の沈降速度を一定速度／微粒子率として表現し貯水池表面濁度の予測結果を改善した事例がある。[3] ここで，微粒子率とは，採水した試料を濁度測定後混合して２４時間静置し，再び試料表面水の濁度を測定して静置前の濁度で除した値である。すなわち，全濁質中での２４時間静置しても沈降しない程度に微細な粒子の割合を表わすものとしている。

当研究室において鉛直１次元モデルを簡易化した３層（表層，中間層，底層）モデルによる解析では，沈降速度を時間的に段階的に変えることにより予測精度を向上させた。モデルを図－１に，結果を図－２に示すが濁度が100ppm以下で沈降速度をストークス式から求めるときの代表粒径を便宜的に7／10にしている。

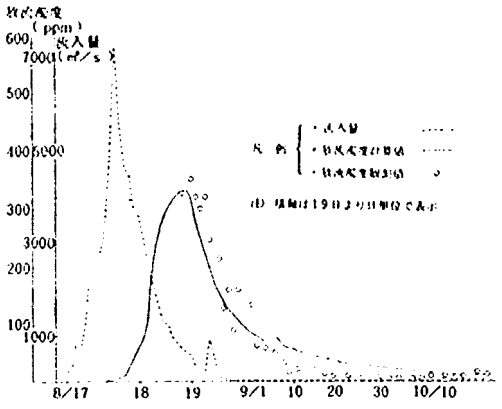
このように濁質の沈降速度は，貯水池内での濁質の質的変化を総括的に表わすものであり，今後，時間的・空間的な沈降速度の変化状況について，貯水池内濁度の観測及び採水試料の沈降試験に基



図－１　モデルの概念図

づいて十分な調査を行なっていく必要がある。

拡散係数に関しては，貯水池内流れの乱れに基づくものであり，流れあるいは沈降に基づく濁度の時間的変化と拡散による時間的変化を分離することが困難なため，濁度分布の観測値からこれを求めることは困難である。



図－２　洪水における検証計算結果

次に河川水の懸濁物質の性状に関してであるが，これは河川水の水質との相互作用により，濁質の分散凝集に対する要因として関係しているといわれている。貯水池中に分散したコロイド粒子の挙動には表面の活性が重要となり，コロイド粒子の分散・凝集状態が粒子の沈降挙動を大きく支配する。

濁質の沈降挙動について，自然沈降試験により，四国の河川及びダム貯水池から採取した河川水及び底質粒子についての沈降特性を３段階に整理したものが表－２である。これらの評価は，静水

表－２　四国各地の河川水・ダム底質の沈降特性についての評価とその評価指標

項目 / 河川名		河川水		ダム底質		底質微細粒子	
		評価	指標とその数値	評価	指標	評価	指標
			EC(μ mho) Ca+Mg／Na+K		<5μ含量(%)		粘土の風化程度
吉野川水系	穴吹川	Ⅰ	310 3.58				
	池田ダム	Ⅱ	103 1.58				
	早明浦ダム	Ⅲ	80 1.63	Ⅱ	26	Ⅰ	小
	大橋ダム	Ⅲ	58 1.27	Ⅲ	65	Ⅱ	小
	穴内ダム	Ⅲ	76 1.35	Ⅰ	9	Ⅰ	小
那賀川水系	長安口ダム	Ⅰ	151 1.99	Ⅱ	49	Ⅲ	大
	小見野々ダム	Ⅰ	160 2.75	Ⅱ	34	Ⅲ	大
	坂州木頭川	Ⅰ	210 3.23				
仁淀川水系	大渡ダム	Ⅰ	177 2.61				
渡川水系	津賀ダム	Ⅱ	152 1.81	Ⅱ	28	Ⅱ	中
	北川	Ⅱ	173 2.05				
肱川水系	鹿野川ダム	Ⅱ	200 1.66	Ⅰ	22	Ⅱ	中
	野村ダム	Ⅱ	310 1.72				
重信川水系	石手川ダム	Ⅲ	250 1.73			Ⅲ	中
奈半利川水系	魚梁瀬ダム	Ⅲ	96 0.67	Ⅲ	79	Ⅰ	中

中における短期間の残留濁度の追跡をもとにして得られた結果であり，直ちにダム濁水長期化現象と結びつけることはできないが，一応，四国各地での河川水がどの程度に微細粒子を沈降させやすいのか，及び，どこの河川・ダム底質が沈降し易いのか，または沈降し難いのかについて基礎的知見を与えるものである。表－２では，河川水質指標として電気伝導度，Ca＋Mg とNa＋Kのイオン濃度比，ダム底質として粒径５μ以下の含量，底質微細粒子の指標として粘土の風化程度が挙げられている。

このように水質及び濁質の理化学的性質と沈降特性との関係については，まだ不明な点が多いのが実状である。一方，その成果の利用について考えてみると，濁水対策として現在考えられているのは，選択取水設備があり，これは貯水池の成層特性を利用して放流水の濁度低減を計る方法である。選択取水の検討には，前述したように沈降速度の空間的・時間的変化に関する知見を得る必要があり，これは貯水池内濁度分布の観測及び採水試料の沈降試験により評価できるものと考えられる。従って，この場合には水質及び濁質の理化学的性質は必らずしもわからなくともよいと言える。しかしながら，このような濁質分析調査は沈降性阻害要因を知ることにより濁水長期化現象を解明し，１つは将来それらの要因を除外するための理化学的方法を検討する際の基礎資料となるものと考えられる。また，もう１つは今後建設されるダムにおいて濁水長期化問題が発生するかどうかを判定するための評価指標に関する知見を与えてくれるものと考えられる。

参考文献

1）河川局開発課，ダム貯水池（湖）の水質に関する調査，５３年２月
2）安芸周一，貯水池濁水現象，土木学会水工学シリーズ７５－Ａ－１
3）水資源開発公団，ダム濁水対策のための水質解析調査報告書，昭和５３年３月
4）中村，足立，濁水化貯水池における濁質粒度の変動，土木学会論文報告集第２７９号，１９７８．１１
5）四国地建，昭和５３年度ダム濁水調査業務報告書
6）昭和５３年度河川総合開発事業調査費報告，貯水池の濁水に関する調査，建設省土木研究所，昭和５４年６月

（水資源開発研究室）

7－2

汚濁水の処理について　（53. 関東）

（質　問）

鬼怒川上流部の工事施工については簡易水道として沢の水を利用している所もありまた漁業権免許を取得しており魚種は　，イワナ，ヤマメ等が生息している。対地元関係工事計画説明の際，汚濁水の問題が提起され当所としても生活用水の汚濁防止及び水資源の保護を図ることからも，汚濁水処理を考慮しているが対策工法として次のことについて御教示願いたい。

1) 対策工法について

沈殿槽，沈砂池の設置により汚濁水の処理を考えているが，地形上適地が付近にない場合が多い。他にもっと適切で簡易な方法はないか。

2) 工事施工に伴う汚濁対策としての沈殿槽，沈砂池等の工法は考えているが，地形上適地がないため他に簡易で適切な方法はあるか。

3) 濁水処理に沈降促進剤を使用した場合の人体，魚類等への影響について

（日光砂防工事々務所）

（回　答）

1) この問題については，㈶日本ダム協会において昭和５１年１２月現在で施工中の１００余ダムを対象とした「ダム建設工事における濁水処理の実例調査」に基づく各種の集計結果を参考にして，若干の補足を加えることとする。

(1) 工事現場から発生する汚濁水

ダム工事による発生する汚濁水は，骨材プラントにおける骨材洗浄水と，ダムサイトの諸作業に起因する汚濁水とに大別される。骨材洗浄による汚濁水は多量であると共に浮遊物質（ＳＳ）も数万ppmとなることから，その他のダムサイトの諸作業に起因する汚濁水と一律に考えることは適当ではない。

ダムサイトの諸作業等に起因する汚濁水としては①岩盤掘削に関する使用水及び清掃水。②河床掘削にともなう湧水及び雨水。③土捨場から発生する濁水。④ボーリンググラウト等の廃棄水。⑤バッチャプラント及び運搬機械の洗浄水。⑥グリーンカット・レイタンス処理の廃水。⑦コンクリート養生水。⑧作業所・宿舎からの生活廃水。

これらの汚濁水は，ダム工事特有なものでなく一般の河川工事，砂防工事における汚濁水と本質的には相違しないが，現場条件により種々異なり，その水量ならびにＳＳも骨材洗浄水と比較して少量であるため，従来未処理のまま放流されるか，簡便な方法で処理されてきたのが実情である。しかしながら，ＳＳが数千ppm，pH値が１０～１２と強アルカリであること等より，十分の処理が必要となる。これらは，骨材洗浄水のＳＳ値が定量的であるのに比し，変動がきわめて大きい。

(2) 濁水処理方式の歴史

建設工事に起因する公害の中で水質汚濁については，ダム建設工事を始めとする河川工事においては避けられない問題で，公害が社会問題化される以前より，内水面漁業や上水道に与える影響は深刻であって，補償金や工事施設の改善等の補償工事で問題処理されてきた。しかし，工事規模も大きく，発生する濁水量も多い。ダム工事より，濁水処理の近代化が始まったといえよう。

そのうち，骨材プラントの排水処理として，沈殿池による自然沈降は古くより実施されてきたが，凝集剤が初めて使用されたのは，小河内ダム（昭和２８年～３２年），大倉ダム（昭和３３年～３５年）がその黎明期のものであろう。そして，沈降分離装置等の機械処理方式が導

入されたのは下久保ダム（昭和４０年～４２年）が最初である。また，処理水の循環使用としては旭川ダム（昭和４３年～４７年）で始められた。その他，ダムのバッチャプラント及びグリーンカット・レイタンス処理の高pH値に対する処理を，始めて本格的に取り込んだのは加治川ダム（昭和４４年～４９年）であろう。以上に見たように，濁水処理の歴史は，この１０余年の間に目まぐるしく発達し，現在では，ほとんどのダムで濁水処理が実施されている。

(3) 濁水処理方式のプロセス

濁水処理を最も効果的に実施するには汚濁原水の性質に対応した適切な段階的処理が必要であり，通常，前処理（大きな浮遊物質や，砂分等の粗粒子の除去回収），沈降分離（浄化），スラッジ処理（高濃度汚泥を沈殿池に送る方法と脱水機により強制脱水する方法），pH調整の４段階がある。これらのうち，原水が強アルカリの場合にはpH調整を前処理の段階で行なわれる場合も多い。

一般に沈降分離方式は次の３つ分類される。

① 自然沈降分離方式（自然沈殿式）― 原水を沈殿池に導いて浮遊物質を自然沈降させて上澄水を放流する。

② 凝集沈降分離方式（凝集沈殿方式）― 原水に凝集剤を添加して沈殿池において沈殿分離を促進させる。

③ 機械式凝集沈降分離方式（機械処理方式）― 原水に凝集剤を添加し，機械式凝集沈降分離槽にて沈降分離させ，上澄水とスラッジとに分離する。

(4) 濁水処理方式の現況

昭和５１年１２月現在で工事中または完成直後の１０５ダムの濁水処理方式の現状は表－１のとおりである。

表－１　濁水処理の現況

処理方式	多目的ダム 40ダム	治水ダム 11ダム	農業用ダム 29ダム	発電用ダム 16ダム	その他専用ダム 上工水，砂防 9ダム	計 105ダム	左の内訳 コンクリートダム	左の内訳 フィルダム
無処理	5％	0％	31％	0％	44％	14.3％	5.7％	24.5％
自然沈殿池方式	7	36	48	19	11	23.8％	15.1％	32.0％
凝集沈殿池方式	33	27	17	31	22	26.7％	24.5％	28.3％
機械処理方式	55	36	4	50	22	35.2％	54.7％	15.2％
計	100％	100％	100％	100％	100％	100％	100％	100％

表－１からもわかるように無処理放流は14.0％ときわめて少なく，大部分のダムで積極的に濁水対策がなされている。特に最近では，骨材洗浄濁水以外のダムサイト濁水の処理も要求されて，実施されている。

(5) 濁水処理方式を採用した理由

濁水処理方式の採用した理由のアンケート調査結果は表－２のようであり，濁水量が多くなるとともに，又，工事環境が複雑になるに従い，処理方式も高度化していく傾向が明確である。

表－２　濁水処理方式の採用した理由

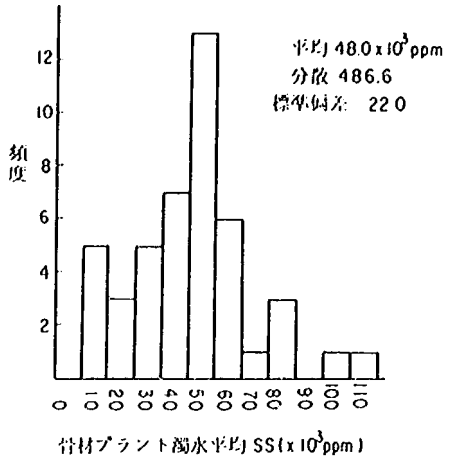
	無処理	自然沈澱池	凝集沈澱池	機械処理方式	計
イ．下流の上水道利水やアユ漁のため水質規制が厳しい。	0	8.6	[23.2]	[28.2]	22.8
ロ．自然公園内の河川であり，観光等の環境の面から規制が厳しい。	0	0	4.3	9.0	4.8
ハ．流域の状況等から，特別に公害の発生として問題にならない。	[73.0]	[28.6]	2.9	0	10.1
ニ．下流が都市河川であるため，水質維持が特に要求される。	0	0	7.2	7.7	6.3
ホ．稀釈水量が少なく放流水に充分な清澄度が要求される。	0	5.7	7.2	7.7	6.3
ヘ．地形上，充分な広さの沈澱池が確保できる。	9	[34.3]	[23.2]	9.0	19.0
ト．地形上，充分な広さの沈澱池が確保できない。	9	2.9	7.2	[26.9]	14.3
チ．濁水処理のコストが低廉できる。	0	[14.3]	[18.8]	6.4	11.1
リ．そ　の　他	9	5.7	5.8	6.4	6.3
合　計　(%)	100%	100%	100%	100%	100%

(6) 濁水の平均ＳＳ

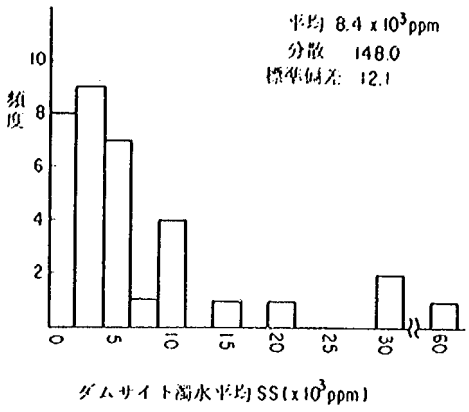
骨材洗浄濁水とダムサイト濁水の平均のＳＳのヒストグラムを図－１，と図－２，に示す。

骨材洗浄濁水は岩質等に左右され刻々変化するもので平均値の平均の一応の分布を示すものである。

ダムサイト濁水は現場の工事状況等により変動が大きくＳＳの高いのはボーリンググラウト廃水等の影響と思われる。



図－1　骨材プラント濁水平均ＳＳ（×10^3ppm）



図－2　ダムサイト濁水平均ＳＳ（×10^3ppm）

(7)　濁水処理費の分析

昭和４４年から昭和５１年着工のダムで統計をとった結果は次表のとおりである。単価は昭和５１年度単価に換算してある。

コンクリートm^3当り濁水処理費費目別内訳

	設備費(円/コンクリートm^3)			運転費（円/コンクリートm^3）						処理費用合計 (円/コンクリートm^3)
	機械等設備費	土木工事費	設備費小計	薬品費	動力費	汚泥搬出費	交換部品費	労務費	運転費小計	
機械処理方式	465	113	578	144	38	82	38	125	398	1005
凝集沈澱池方式	29	143	172	61	3	23	4	35	126	298
自然沈澱池方式			70							70
凝集沈降分離槽→沈澱池方式	294	138	432	160	48	19	22	158	407	839
凝集沈降分離槽→脱水機方式	580	110	690	145	32	105	44	117	443	1133

(8)　地形上の制約条件と濁水処理方式

地形上から沈澱池の設けることが可能な範囲がきまる。池の容量により濁水処理方式がきまる。次の基準になる。

①　池の容量が特に大きくとれる場合（自然沈澱池方式）

②　池の容量が大きくとれる場合（凝集沈澱池方式）

③　池の容量が余りとれない場合，又は，１ケ所に沈澱池を得ることができず散在した場所しか得られない場合（クラリファイヤまたはシックナー処理方式＋沈澱池方式）この場合，沈

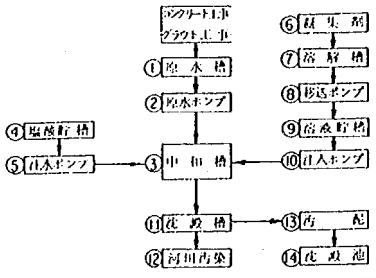
澱池はスラッジの処分地として利用される。

④　池の容量がきわめてとりにくい場合で，全スラッジを処分することができず搬出を必要とする場合（クラリファイヤまたはシックナー処理方式＋脱水機方式）

一般的には以上のような判断基準となるが，具体的には各現場毎に沈澱池造成の工事費と処理機械費との経費比較により決定する。ほとんどの場合，沈澱池を地形上から許容される限度にとるのが得策である。また付近の地形から沈澱池の場所がない場合，ポンプと自然流下で輸送できる範囲内で沈澱池をさがすのが得策の場合が多い。（例，月光川ダムetc）。その他，きわめて小さな沈澱槽しか設置できない場合，数ケ所に沈澱池を分離し，満杯になる毎にバキュームカーで搬出した事例もある。（例，真名川ダム）

（例）　真名川ダムのダムサイト濁水の処理

グリーンカット処理水およびグラウチング排水等の汚濁水を堤体直上流部の釜場に集め，水中ポンプでPH処理設備に送水する。図－3にPH処理設備のフローシートを示す。



番号	名　称	数量	寸法・規格・その他
①	原　水　槽	1	ダム直上流釜場を利用
②	原水ポンプ	2	水中ポンプ，3㎥/min×2台
③	中　和　槽	1	寸法：4.0m×4.0m×2.5m有効　（コンクリート製） 攪拌機：3.7kW×220V
④	塩酸貯槽	1	容量　100㎥（塩化水素，濃度35%）（鋼　製）
⑤	塩酸注入ポンプ	1	3.7ℓ/min×1.0kg/cm²×0.2kW
⑥	凝　集　剤	1	粉末高分子高性能凝集剤アニオン性（KF－100）
⑦	溶　解　槽	1	容　量　1,000ℓ　　（鋼　製） 攪拌機　0.75kW×220V
⑧	移送ポンプ	1	60ℓ/min×10mH×0.75kW
⑨	薬液貯槽	1	容　量　20㎥　　（鋼　製）
⑩	凝集剤注入ポンプ	1	6.5ℓ/min×30kg/cm²×0.4kW
⑪	沈　殿　槽	3	寸法：6.0m×10.0m×1.6m（深さ）（コンクリート製）
⑫	河川放流	1	河川放流水：PH値　5.8～8.6
⑬	配　　管	1式	サンドポンプ：1.3㎥/min×5.5kW　揚程10m，4インチ 消泡ポンプ：　0.4㎥/min×5.9kW　5kg/cm² トランシットミキサーカー：3㎥×15㎥
⑭	沈　殿　池	1	濁水処理用沈殿池

図－3　PH処理フローシート

①　ダムサイトの使用水量の計画

バッチャプラント・・・・・・・・・・	800ℓ/分	計 8000ℓ/分 ≒480㎥/hr
クーリング・・・・・・・・・・・・	1,500　〃	
ボーリング・グラウト・・・・・・・・	700　〃	
清掃養生・・・・・・・・・・・・・	4,300　〃	
その他雑用水・・・・・・・・・・・	700　〃	

これに対し，処理の対象はボーリング・グラウト用水と清掃養生用水である。水量は最大5m^3／分であるが釜場の貯留効果で平均3m^3／分で計画した。

② ＰＨ処理の方法

試験にて，原水ＰＨ＝１２.３５，透視度0.5cm以下，副生塩酸３５％を最大3.2ℓ／hrと高分子アニオン性凝集剤２～３ｐｐｍを添加して沈澱池において中和反応と沈澱を行なって，放流のＰＨ。5.8～8.6，透視度２０cm以上にする計画である。なお沈澱池（約１００m^3×３池）の排泥はミキサー車によって場外に搬出するものである。

（ダム計画官）

2) サケ科の魚類やアユなどは河川の濁りに鋭敏であり，特にこれらの魚類が棲息している河川は平常時には清浄であることが望まれる。

河川におけるＳＳの基準は，環境基準のＡＡ～Ｂ類型で２５mg／ℓ以下と定められており，また，水産環境水質基準[1)]においては人為的に加えられたＳＳは１０mg／ℓ以下であることとされている。一方，排水基準については建設工事に関するものはないが，砕石業の用に供する水洗式砕石施設，水洗式分別施設，および砂利採取業の用に供する水洗式分別施設などは水質汚濁防止法でいう特定施設に定められているため，建設工事に伴って排出される排水に関しても，その排出期間が極めて短かい場合を除けば，それらに準じた水質を維持するのが妥当であろう。ＳＳに関する排水基準は一総理府令によれば許容限度は２００mg／ℓ（日平均１５０mg／ℓ）であるが，条例によってより厳しい基準（上乗せ基準）が定められることがある。

上記のような排水の水質に関する制約を考慮して処理プロセスを選定するが，処理プロセスと対応する粒子の大きさは概略表－１のように関連づけられる。沈砂池，普通沈澱で除去できる粒子の大きさは高々$10^{-3}cm$程度であり，対象とする濁水中の濁質によって大きく異なるが，普通沈澱では処理水中のＳＳを必要な濃度まで低下させることができないことも多い。このような場合には凝集剤を添加した薬品凝集沈澱が行なわれる。また，沈澱処理においては，除去率は一般には水面積負荷（沈澱池単位面積当りの処理水量，単位は例えばm^3／m^2／１日）の関数であり，大きな面積の沈澱池を設ければ普通沈澱によっても必要な除去率が得られるが，土地の制御により薬品凝集沈澱によらざるを得ないという場合もある。

薬品凝集沈澱において通常用いられる凝集剤は，硫酸バン土，ＰＡＣ，塩化第２鉄などの無機凝集剤であるが，これらの無機凝集剤のみでは十分な大きさのフロックが形成されないこともあ

表－1　粒子寸法と対応処理プロセス（固－液系）

粒子直径	名称	代表的物質例	固液分離プロセス	その他の処理プロセス
-10^{-8} cm（Å）	溶解性物質	水分子，無機単分子イオン	イオン交換	（中和・無害化）凝析
-10^{-7} cm（mμ）		重合分子類・タン白質の有機物色度粒子	吸着	
-10^{-6} cm				
-10^{-5} cm	コロイド性物質	粘土粒子 粗有機質		凝集集塊
-10^{-4} cm（μ）		水中微生物		
-10^{-3} cm		シルト質土	沈殿・沪過 浮上・遠心分離	
-10^{-2} cm	懸性物質	砂粒子		
-10^{-1} cm（mm）		粗大浮遊物	ストレーナー・スクリーン	
-10^{-0} cm				

り，沈降速度をより大きくして沈殿池の必要面積をより小さくするために，高分子凝集剤などの凝集助剤を用いる場合もある。

以上，沈殿による濁水処理の一般論を述べたが，同じ除去率で比較すると薬品凝集沈殿の方が普通沈殿よりも所要面積は遙かに小なく，また，薬品凝集沈殿においても高分子凝集剤などの凝集助剤を併用すれば更に所要面積は小さくなる。

沈殿池の面積をきめるもう一つの要因は発生する汚泥の引抜き，処理方法であり，面積が十分確保できる場合には沈殿池を多数設け，ある程度汚泥が堆積したら水を抜いて汚泥を搬出するという方法がとれるが，それだけの面積が得られない場合には機械式の汚泥かき寄機を設け，連続的に汚泥を引抜いて脱水するという方法によらざるを得ない。なお，薬品凝集沈殿の場合には，薬品を添加した分だけ発生汚泥量が増加することに注意しなければならない。

必要面積を最小限とするには，汚泥の連続引抜き，脱水装置を備えたプラント的な薬品凝集沈殿装置を採用せざるを得ないこともあろうが，一般には装置を小型化する程運転管理費は高くなるので，予め十分費用の比較を行なっておく必要がある。

沈殿以外の処理方法としては，マイクロストレーナー，遠心分離などが考えられるが，マイクロストレーナーは高々数１０ppm の水を対象とした処理プロセスであり，また，遠心分離は大流量の水の連続処理には適していないので，いずれの方法も濁水処理には不適である。

3) 前述のように薬品凝集沈澱を行なう場合に，沈降を促進するため高分子凝集剤などの凝集助剤を用いることがある。高分子凝集剤はそのイオン性によって，アニオン（陰イオン）系，ノニオン（非イオン）系，カチオン（陽イオン）系に分類でき，凝集の対象とする粒子の荷電状態によって使いわける。土粒子は一般には負に荷電しているので，高分子凝集剤のみを使用するとすればカチオン系のものが用いられる。しかし，この方式は経済性，毒性の面からみて得策ではなく，無機凝集剤を主剤とし，高分子凝集剤を助剤として用いるのが通常の使用方法である。この場合には，無機凝集剤が正の荷電を持っているので，アニオン系またはノニオン系の高分子凝集剤が用いられる。

化学的成分からみれば，アニオン系のものは大部分がアクリルアミドとアクリル酸のコポリマー（共重合体），ノニオン系のものはポリアクリルアミド（アクリルアミドの重合体）であり，成分的には製品による違いは殆んどないが，カチオン系のものは多種多様である。

(1) 経口毒性

高分子凝集剤は分子量が大きいため体内に入っても腸管からあまり吸収されず，経口毒性は比較的弱いとされている。カチオン系の凝集剤については報告がないが，ノニオン系およびアニオン系のものについてはかなりの測定結果があり，マウスやラットを用いた経口急性毒性（LD_{50}）で1,000 mg／体重kg／日 以上の値が示されている。[2)]

ノニオン系やアニオン系の高分子凝集剤の毒性で問題になるのは，高分子凝集剤中に未反応で残存しているアクリルアミドのモノマー（単分子のもの）である。アクリルアミド自体の毒性はかなり強く，ネコに対する無作用投与量は0.3 mg／体重kg／日であり，一般人の許容アクリルアミド摂取量を0.5 μg／体重kg／日（安全率1,000倍）とすべきであるという報告[3)]がある。これらを考慮して，上水汚泥の処理を行なう場合には排水中のアクリルアミドのモノマー濃度が0.01 mg／l 以下となるように使用することとされている。[4)] 従って，ポリアクリルアミド系の凝集剤を使用する場合には凝集剤中のアクリルアミドモノマーの残存量が問題になるが，「浄水場スラッジ処理用の厚生省基準」では0.05％以下，業界自主規制値[2)]は0.2％となっている。浄水スラッジ処理用の厚生省規準を満す凝集剤を用いるときには，添加量を２０ppm 以下にすれば排水中のモノマー濃度が0.01 mg／l を越えることはない。

(2) 水棲生物に対する毒性

高分子凝集剤の水棲生物に対する毒性は，凝集剤の種類によって，また，対象とする生物によって異なるが，一般にはカチオン系のものが毒性が強く，生物の種別では魚類が特に鋭敏だといわれている。表－２は当研究室で調査した結果であるが，表－２からすればカチオン系の凝集剤の無作用濃度は0.01 mg／l 程度と解釈すべきであろう。一方，ノニオン系，アニオン系のものは比較的毒性が弱く，無作用濃度は１mg／l のオーダーと考えられる。高分子凝集剤を凝集沈澱に使用した場合，通常の状態では９０％以上は汚泥の方に移行するので，排水中の濃度は添加濃度よりもかなり小さくなるが，過剰添加になった場合やｐH条件が適当でない場合には排水中に移行する割合が大きくなるので，ノニオン系，アニオン系の

表－2　各種高分子凝集剤の水棲生物に与える亜致死的影響

供試生物	検討項目		カチオン系 A	カチオン系 B	カチオン系 C	アニオン系	ノニオン系	アクリルアミド モノマー
ヒメダカ96時間後	病理検査	行動上の異常	2ppm以上で斃死 0.2ppm以下では，ほとんど影響なし		0.2ppmで多少異常分泌がみられた	5ppm以下では，ほとんど影響なし		
		粘液分泌						
		体色異常						
		体部，諸臓器の検査	0.02ppmで多少鰓の破壊がみられ0.2ppmで顕著となる	0.2ppmで多少鰓への影響がある	0.02ppmで多少鰓の破壊がみられ，0.2ppmで顕著である	5ppmで鰓に損傷あり		
	代謝試験	ATP試験	2ppm以上で斃死			5ppm以下では顕著な影響認められず		0.2ppm以下では顕著な影響認められず
		TTC試験	0.2ppm以下では顕著な影響認められず					
イトミミズ96時間後	病理検査	行動上の異常	2ppmで多少影響あり，5ppmで顕著	2ppm以上でかなり影響あり	0.2ppmでかなり影響あり	2ppm以上で多少影響あり		
		粘液分泌	同上	5ppmでやや影響あり	同上	同上		
		体色異常	5ppm以下ではほとんど影響なし			5ppm以下では，ほとんど影響なし		
		体部，諸臓器	5ppmで体壁の損傷多少あり	2ppmで体壁の損傷多少あり	0.2ppmで体壁の損傷かなりあり	5ppmで体壁の損傷かなりあり		
	代謝試験	ATP試験	5ppm以下では顕著な影響認められず	0.02ppm以上でやや影響認められず	2ppm以上で斃死 0.2ppm以下では顕著な影響認められず	2ppm以上でやや影響認められる	5ppm以下では顕著な影響認められず	
ハゴロモ10日後	病理検査	体色異常	5ppm以下では影響なし			5ppm以下では影響なし		
		体部の検査	5ppm以下では顕著な影響認められず			5ppm以下では顕著な影響認められず		
	代謝試験	ATP試験 TTC試験 クロロフィル試験	5ppm以下では顕著な影響は認められず			5ppm以下では顕著な影響認められず		
クロレラ20日後	代謝試験	ATP試験	50ppm以下では顕著な影響なし	50ppm以下では顕著な影響なし	5ppm以上で影響あり	50ppm以下では顕著な影響なし		
		TTC試験	50ppmでは影響あり	同上	0.5ppm以上で影響あり			
		クロロフィル試験	50ppm以下では顕著な影響なし	50ppmでは影響あり	50ppmでは影響あり			
		増殖試験	50ppm以下では顕著な影響なし					

ものであっても，添加濃度は高々数mg／lとするのが望ましい。

（参考文献）

1) 水産環境水質基準，日本水産保護協会，昭和43年7月

2) ポリアクリルアミド系（ノニオン，アニオン性）高分子凝集剤の安全性について，高分子凝集剤懇話会

3) D.D.McCollister, et al, "Toxicology of Acrylamide", Toxicol. and Appl. Pharmacol., 6, 172～181（1964）

4) 浄水場排水処理施設の手引き，日本水道協会，昭和48年5月

（水質研究室）

7－3

環境アセスメントとダムへの適用事例について　（52. 沖縄）

（質問）

開発行為の設定に対し，自然保護論者との間で多くの論議がかもし出される昨今であるが，重要文化財，特別保護地区などに関係した地域にダムの築造を計画する場合，環境評価については，必須の条件ともなりつつある環境評価の現状とダムへの適用事例があれば御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回答）

昭和47年6月6日，「各種公共事業に係わる環境保全対策について」が閣議了解され，公共事業の実施主体は所掌する事業の実施により，地域の環境保全上重大な支障をもたらすことのないよう，あらかじめ，必要に応じ，その環境に及ぼす影響の内容及び程度，環境破壊の防止策等に関する調査・研究を行ない，所要の措置をとることとされた。

建設省においても，これまで必要な事項について環境影響に関する事前調査が実施されていたが，これらの内容は，技術的手法が未だ十分整備されていなかったこともあって，必ずしも斉合性がとられたものでなかった。

このような実情からして，環境アセスメント手法を開発するとともに，手法の規格化，指針の作成および運用上の指導を図ることとなり，昭和51年5月に環境アセスメント手法（試案）のとりまとめが行なわれ，その適合性，作業性等を検討するためモデル事業についてのケース・スタディが実施されている。

また，昭和51年3月にはダム建設環境調査要領（暫定案）　現況把握論　がとりまとめられており，これに関する事例はかなりあるようである。

なお，本年7月本省内に環境影響調査推進委員会が設置され，9月中ぐらいに技術指針を作成する予定で，その細目と併せ検討がなされており，実施（試行）のための準備が進められている。

なお参考までに，むつ・小川原開発に係る環境アセスメントの経緯等その概要を以下に記すこととする。

むつ・小川原地域は，新全国総合開発計画（昭和４４年５月３０日閣議決定）において，「大規模開発プロジェクトの構想」として掲げられたものであるが，青森県はこの構想を受け，昭和４７年６月「むつ・小川原開発第一次基本計画」を作成し国に提出した。

これに対し，公害防止など環境問題を中心としてさらに調査を行ない再検討することの条件が付され，県はこれをうけて環境アセスメントを実施したものである。

このむつ・小川原開発事業について環境庁は，昭和５１年９月アセスメント指針を提示しており，これに従って青森県が実施したようである。環境影響評価書は昭和５２年２月２６日から３月２５日までの期間，関係住民に縦覧され，３月２６日から４月１日までに意見書が提出され，最終的にこれらの意見を反映させ，本年８月３０日に閣議了解がなされたものである。

この結果は，むつ・小川原開発第２次基本計画に係る「環境影響評価報告書」昭和５２年８月・青森県・としてまとめられている。

なお，評価書は次の７つの章で構成されている。

第１章　地域の概況
第２章　地域環境の現況と解析
第３章　開発計画の内容
第４章　環境保全目標の設定
第５章　環境影響解析と許容される活動の規模
第６章　環境管理計画
第７章　環境影響評価結果総括

（水資源開発研究室）

II. 道 路 部 門

Ⅱ 道 路 部 門

1. 道路環境に関する問題点 …… 163
1－1 環境アセスメント関係（大気汚染）について …… 163
1－2 複雑な地形地における大気質拡散予測および騒音予測について …… 167
1－3 島における大気汚染について …… 175
1－4 騒音について …… 177
1－5 環境アセスメント（騒音）について …… 183
1－6 騒音レベルの評価手法についての研究成果とその利用方法について …… 188
1－7 自動車交通騒音の中央値の予測計算について …… 189
1－8 高架橋から発生する低周波振動公害に対する調査手法と対策について …… 193

2. 舗装に関する問題点 …… 195
2－1 風化しやすい材料のCBR値の判定について …… 195
2－2 入替路床土の設計CBRの取扱いについて …… 196
2－3 路盤工における最大乾燥密度と現場密度の関係及び路盤材料の塑性指数について …… 197
2－4 石粉（コーラルリーフロック）の等値換算係数について …… 206
2－5 添加剤アスファルトの効用と注意点について …… 208
2－6 針入度40～60の舗装用石油アスファルトの使用について …… 219
2－7 アスファルト舗装の施工可能最小厚について …… 225
2－8 粗粒度アスコンの配合設計における突固め回数について …… 226
2－9 アスファルト舗装の流動対策について …… 227
2－10 アスファルト舗装のわだち掘れに対する処置について …… 234

3. 構造物に関する問題点 …… 239
3－1 島尻層の設計基準について …… 239
3－2 軟弱地盤の低盛土区間の沈下予想および適切な対策工法について …… 244
3－3 建物が接近している所でのPIP等施工する場合の範囲の決定方法について …… 247
3－4 防災工事における擁壁の施工高とストンガードの設置高さの決定について …… 253
3－5 PC桁上の伸縮装置の補修について …… 256
3－6 国道16号横浜市内尾張橋架替工事の床版の施工について …… 259
3－7 近接トンネルの調査および施工について …… 260
3－8 バイパス計画に係わるトンネル部盛土を施工したときのトンネルに与える影響の解析手法について …… 262

3－9　亜熱帯地方に於ける鋼構造物の塗装仕様と維持管理の基準について 263
3－10 海砂を用いたＰ．Ｃコンクリート橋のかぶり厚について 270

4. そ　の　他 271
4－1　交通量推計について 271
4－2　道路標識の視認性について 273
4－3　トンネル換気設備のジェットファンの段距離の設定について 281

1. 道路環境に関する問題点

1 － 1

環境アセスメント関係（大気汚染）について　（54. 九州）

（質問）

1）プルーム式に使用する拡散パラメータ σ_y σ_z はPasquillのパラメータを参考に決定するが，本来Pasquill のパラメーターには煙源から１００m以遠についてしか表示してない。そこで道路局の「道路環境評価に用いる予測方法」では煙源から１００mまでについては点線で示してあるがこの考え方と精度について伺いたい。

2）パフ式の厳密解と簡易式による解についての比較でターナー図表の安定度４と簡易式の安定度ハの結果は非常に一致するとあるが理論的には３とハが一致すべきである。そこで簡易式の適用の考え方について伺いたい。

（福岡国道工事事務所）

3）路側における実測値とモデル式により算出した値などの相関の程度はどのくらいあるものか，又，色々なモデル式が発表されているがこれらの式の適用範囲120m程度などについて記した文献など（和文がよい）を御教授願いたい（使用モデルにより予測費用が異なると思われるため，その判断材料としたい）。

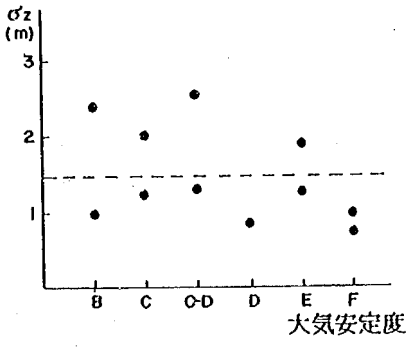
（九州技術事務所）

（回答）

1. プルーム式に用いる拡散パラメータσ_y，σ_zを設定する際に考慮した諸点について以下に述べる。

1）道路内拡散

自道車から排出された汚染物質は，道路上で自動車の走行によりかく拌混合され，道路内ですでにある拡がりをもっていると考えられる。この現象をプルーム式で表現する方法として道路内で初期拡散幅を定義することが考えられる。図―1は，トレーサーガス拡散実験，実測調査から推定した初期拡散幅を示す。値は若干ばらついているが，表－１に示す既往の資料と合わせて平均的には 1.5 m程度の値であると判断している。水平方向の初期拡散幅については，道路を対象と



図－１　初期拡散幅（σ_z）

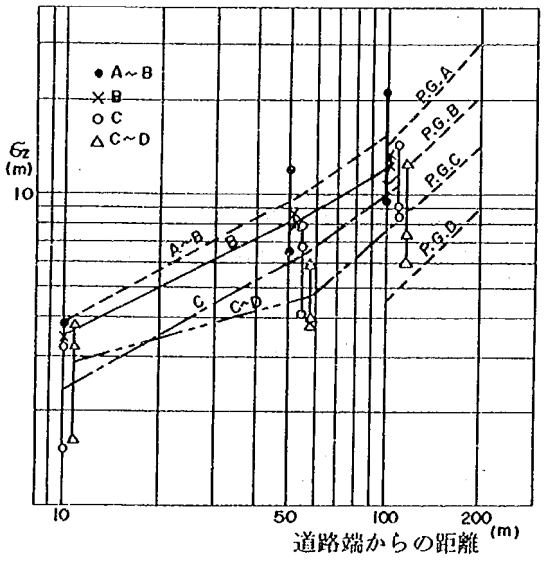
した実験が少ないところから推定値を求めることはできないが，道路上に汚染物質が一様に拡がっていると考えれば，初期拡散幅は車道幅員にとるのが妥当であると考えられよう。

表－1　初期拡散幅の提案例[1)]

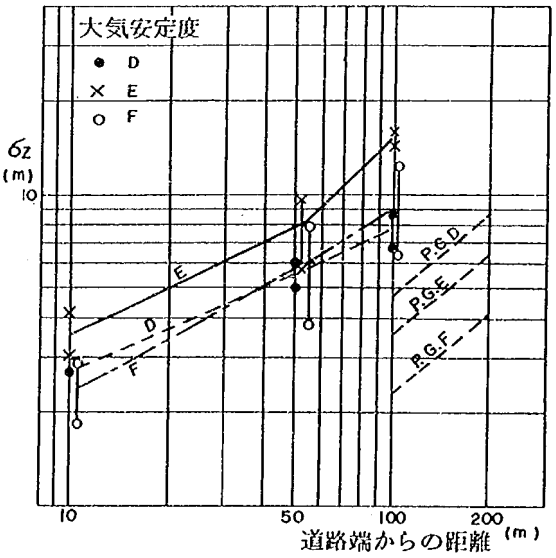
	EPA	SRI	森　口	徳　田	Calif モデル	Wake モデル	三菱重工
σ_{z0} (m)	1.5	10	約5 ($10m$程度もある)	約3	4	$\frac{a}{U^{0.667}}$ (a：定数)	$\frac{3.54}{U^{0.082}}$ (γ=0.936)

2）沿道拡散

自動車から排出された汚染物質は，道路上でかく拌混合を受けた後，一般の大気拡散となる。図－2，図－3は，トレーサーガス拡散実験[2),3),4)]，実測調査から求めた鉛直方向拡散幅を示す。



図－2　鉛直方向拡散幅（不安定側）

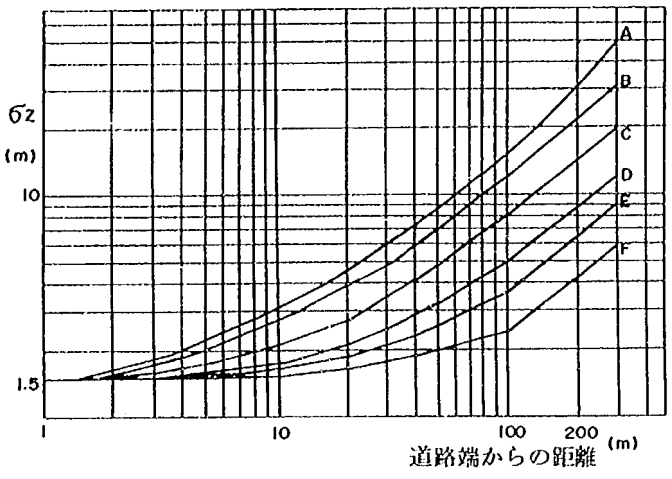


図－3　鉛直方向拡散幅（安定側）

大気安定度が不安定側の階級では，風下距離100m地点でPasquill－Giffordの与えた数値とほぼ一致している結果を得ている。大気安定度が中立もしくは安定側ではPasquill Giffordの与えた数値よりも大きくなっており，安定度階級による序列も必ずしも整合がとれていない。そこで，1）と2）の成果と従来からのPasquill-Giffordのパウメータを参考にしてプルーム式に用いる拡散パラメータσ_zを図－4のように道路近傍の部分について修正を施して実用面から設定してみた。大気安定度が安定側では設定した値は実測結果より小さめであり，予測に際しては安全サイドとなっている。水平方向の拡散幅は，Pasquill－Gifford の与えた数値に初期拡散幅として車道幅員を加えて設定してみた。

煙源から１００ｍまでについては，Ｐａｓｑｕｉｌｌは拡散パラメータの数値を与えていないが，これは，煙突などの固定発生源を想定して遠距離拡散を重要視したものと推察される。今回設定したパラメータでは，実測値などを考慮してＰａｓｑｕｉｌｌのパラメータを外挿したものである。

拡散パラメータの精度については，拡散式による計算値と実測値の対比を以下に述べるので，参考にされるとよい。



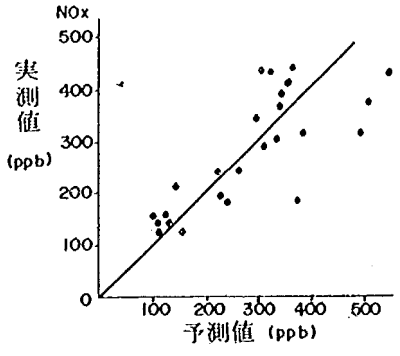
図－４　環境影響評価に用いる鉛直方向拡散幅

計算値と実測値の対比を短期データと長期データの２種類について行った。

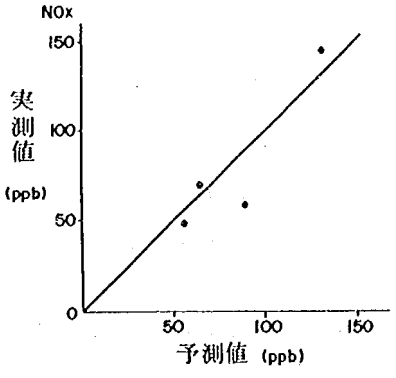
短期データは京葉道路（平面道路，６車線）で５日間連続観測したもので，測定点は，道路端，道路から１０ｍ，３０ｍ，１００ｍおよび風上側であり，高さは地上1.5ｍである。このデータのうち道路直角風向（道路直角から±45°以内）で風速１ｍ／ｓ以上の時間帯のデータを取り出した。このNO_x濃度を風向毎に平均した値と拡散計算式により推定した予測値の相関関係を図－５に示す[5]。全体的には実測値と予測値の適合性は良いと判断される。

長期データは東名高速道路（平面道路，４車線）で１年間の連続観測したもので，測定点は道路端，道路から２４ｍ，６４ｍおよび風上側１２５ｍであり，高さは1.5ｍである。

実測値はNO_x濃度の年平均値であり，予測値はプルーム式，パフ式を用いて予測方法（案）に示す方法に従って気象条件，交通条件を整理して拡散計算を行って年平均値として算出したものである。図－６は実測値と予測値の相関関係をみたものであるが，適合度合は良いと判断される。



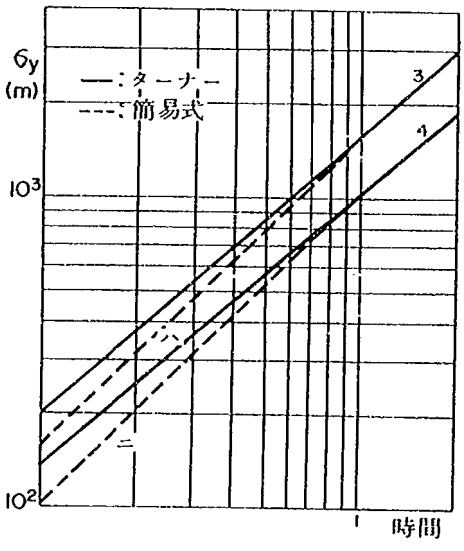
図－５　実測値と予測値の相関（短期データ）



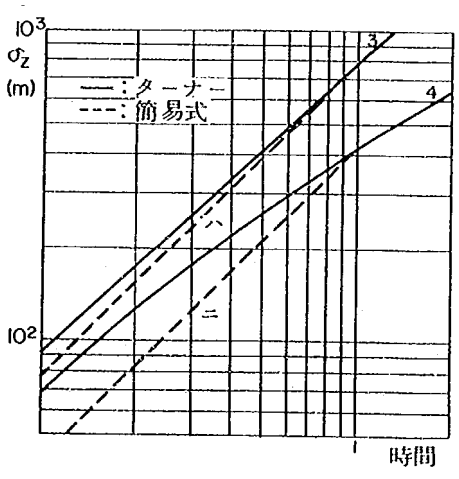
図－６　実測値と予測値の相関（長期データ）

1）筌口，岡本，井手：自動車排出ガスの拡散予測　三菱重工技報 Vol 15 No 4 1978
2）八木他：道路周辺地域における自動車排出ガスの拡散について　第18回大気汚染研究全国協議会大会講演要旨集 昭和52年
3）山口他：SF_6（線源）による拡散実験 第19回大気汚染学会講演要旨集　昭和53年
4）川島他：トレーサーガスによる大気拡散実験　第19回大気汚染学会講演要旨集 昭和53年
5）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）環境影響評価書 昭和53年5月

2. パフ式の簡易式による解は，原式に対して拡散パラメータ$\sigma_y = \alpha T$, $\sigma_z = \gamma T$とおいて求めたものである。厳密解と簡易式の解に生じる差は，ターナーの与えている拡散パラメータが図－7，図－8に示すように必ずしも$\sigma_y = \alpha T$, $\sigma_z = \gamma T$ では表現できないことに起因している。したがって，



図－7　水平方向拡散幅



図－8　鉛直方向拡散幅

ターナーの安定度3と簡易式の安定度ハが対応しているものとは限らない。予測方法（案）にも示しているように，濃度計算結果からはターナーの安定度4と簡易式の安定度ハの方がより対応している。このように簡易式の適用にあたっては，原式によるものとの相関性を検討した上で用いるのが原則である。理論的には，原式を忠実に積分して濃度を求めるのが望ましい。

（交通環境研究室）

1－2

複雑な地形地における大気質拡散予測および騒音予測について

（54. 九州）

（質問）

日見道路計画対象地域は全般的に急峻な山地となっており道路構造は盛土，切土，橋梁およびトンネルと変化に富んでいる。又周辺は宅地化が進んだところでもあり，環境対策には十分な検討を要すると考えられる。

1）道路局作成「予測方法（案）」に示される有風時プルーム，無風時パフを組み合せた拡散計算式の適用範囲はどこまでか。

2）さらに詳細な検討を行なうにはどのような方法が適当か。

3）トンネル坑門部とかヘアピンカーブ付近とか交差点部等の特殊な場所における騒音予測はどのようにすればよいか。

当地域のような特殊地での騒音補正値αiはどのようにして決めるのがよいのか。

（長崎工事事務所）

（回答）

1. プルーム式，パフ式は，下に示す乱流拡散の微分方程式を基本としている。

$$\frac{\partial c}{\partial t}+u\frac{\partial c}{\partial x}+v\frac{\partial c}{\partial y}+w\frac{\partial c}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial c}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial c}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial c}{\partial z}\right)+Q \quad \cdots\cdots\cdots (1)$$

u，v，w：x，y，z方向の風速

Kx，Ky，Kz：x，y，z方向の拡散係数

Q：排ガス排出強度

プルーム式は，(1)式に対して

① 拡散場が平坦である。

② 風速は定常であり，しかも一様である。

$$v=w=0$$

③ x方向の拡散項は移流項に比べて無視できる。

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial c}{\partial x}\right)=0$$

④ 解は定常解である。

$$\frac{\partial c}{\partial t}=0$$

⑤ 濃度分布は正規分布をする。

⑥ 地表面では汚染物質の沈降はなく完全に反射される。

パフ式は，(1)式に対して

① 拡散場が平坦である。

② 風速は0である。

$u = v = w = 0$

③ 濃度分布は正規分布する

④ 地表面では汚染物質の沈降はなく完全に反射される。

以上のような前提条件で解析的に求められたものである。したがって，実際の現象に対する拡散式の適用範囲は，これらの前提条件を近似的に満足する場合となる。予測方法（案）で定めた拡散パラメータは，トレーサーガス拡散実験，実測調査などの結果が考慮されており，平坦な地形における予測では，適合性を有するものと判断している。しかし，地形が複雑な場合や道路構造が複雑な場合の予測に適用する際には，拡散式の前提条件を必ずしも満足しない。地形が複雑な場合には，気流が地形により影響を受けて空間的に一様とならないため，拡散式で求めた濃度分布形状と実際のものが大きく異なることも考えられる。したがって，詳細な濃度分布を検討する場合には，厳密な意味でこれらの拡散式を適用するのは望ましくないと判断される。

アセスメントの実施に際しては，平面道路のデータから求めた拡散パラメータを用いて，予測方法（案）に定める計算条件で拡散式に適用することとしている。この計算条件では予測濃度が理論上考えられるよりも高めとなるが，予測に際しては安全側となるよう配慮したものである。

2. 日見道路のように地形および道路構造が複雑な地域に対して適用できる予測方法として，風洞模型実験手法と差分型モデルが考えられるが，いずれの方法も現在の予測技術では確立された方法となっておらず，以下に述べる点に留意すべきである。

風洞模型実験は，地形の縮尺模型（1／100～1／1000）を用い，道路からトレーサーガスを放出し，下流域に設けた測定点で濃度計測を行って，濃度分布を推定する方法である。この方法では，地形模型の凹凸により気流の空間的分布が再現されるため，濃度分布形状も実際の現象とよく一致するといわれている。したがって，地形が複雑な地域における大気汚染の予測を比較的簡便で精度よく行う方法として今後期待される方法である。しかし，風洞実験では，大気安定度のような拡散に及ぼす熱的要因を取入れるのが困難であるとか，実験値を実現象の濃度に換算する際の方法や実現象を再現するための相似条件などの実験手法について問題点は残されている。

差分モデルは，拡散の基礎方程式を差分化して解くもので，予測領域をメッシュ分割するため，地形を考慮することも可能である。しかし，計算条件として拡散係数の空間分布や気流の空間分布を設定する必要があり，これらの諸条件が現在のところ明確ではない点や計算量が膨大となるなどの欠点を有している。したがって，アセスメントに適用する際は，類似したケースについて試算を行い，精度を確保できるように拡散係数などを定めてやる必要がある。

3. 日本音響学会の実用的予測方式の基本式は，直線道路上に音響パワーの等しい音源を一列等間隔に無限に並べて，それらからの音を完全反射面上（半自由空間）で合成して導かれるものである。また，道路横断形状や遮音壁など音がそれらを迂回することによる減衰（回折減衰）補正

値α_dは，線状音源について導かれたものであり，それらの伝搬に対する障害形態が一様である場合に対応するものである。さらに，種々の要因に対する補正値α_iは，このモデルから導びかれる計算値とこれまでに得られている実測データとを適合させるためのものであり，実測データが得られた現場条件（基本式や回折減衰がそのまま適用できるような条件）に対応する場合に適用できるものである。したがって，盛土から除々に平面に変ったり，盛土と高架が連続していたり，あるいはランプ，インターチェンジなどのように一様な伝搬条件でない場合や，交差点や料金所などのように非定常的な交通形態の場合などは，この予測方式が適用できない。このような場合に，受音位置近くの道路条件で代表させてこの予測方式をそのまま適用することは，特に受音位置が道路から離れている場合に誤差が大きなものとなる。道路条件，周辺地形条件等音の伝搬条件が一定していない場合の予測方式としては，例えば以下のような手法が考えられる。

(1) 電算機シミュレーション

電算機上に点音源を並べ，それぞれの音源毎に対象受音点までの伝搬経路を考えて計算を行う。この場合にも，代表一列で発生させるかあるいは実際の車線数で発生させるか，交通流を等間隔とするか，あるいは指数分布，アーラン分布など実態により近いものとするか，各音源パワーを平均の等パワーとするかある分布をもたせるか，平均車頭間隔の基本1パターンだけ求めるか，あるいは実際の測定と同様にある時間--定時間間隔で瞬時レベルを計算し，その頻度分布から諸統計量を求めるかなど種々の方式が考えられる。どのような手法とするかは現場条件や必要とする予測精度などからの判断となろう。点音源からの音に対する回折減衰については，前川やKurzeらの研究結果を適用できるであろうが，問題となるのは，種々の要因に対する補正値α_iの適用である。α_iは，伝搬域地表面の性状による影響がその主なものと考えられるが，点音源に関する減衰係数を調査して，その値をシミュレーションに組み込むとか，あるいはシミュレーション（合成計算）の後に，代表断面のα_iをあてはめることが考えられる。これもそれぞれの現場条件からの判断となろう。

(2) 道路区間分割による計算

種々条件の変る道路を，概略同一視できるいくつかの区間に分割し，それぞれ有限長線音源として個々に計算を行って合成する方式が考えられる。この場合，無限長線音源の有限長さへの変換は，簡略的には次式で求められ，回折減衰については，その区間の中間点での伝搬経路で代表させることが考えられる。無限長道路として求めたレベルをΔL_∞とすれば，対象とする道路見通し角度θに対するレベルΔL_θは簡略的に次式で求まることになる。

$$\Delta L_\theta = \Delta L_\infty + 10 \log_{10} \frac{\theta}{\pi} \quad [\mathrm{dB(A)}] \qquad (1)$$

回折減衰を求めるとき，代表中間点に点音源を考えて，その回折減衰をあてはめることも考えられるが，次式を利用して，音響学会の線音源に対するα_dをそのまま用いることも考えられる。すなわち，任意の方向θに対する音響経路差がδである場合，それに対応する受音点正面の音響経路差δ_{max}は次式で近似される。

$$\delta_{max} = \delta / \cos\theta$$

このδ_{max}を用い，音響学会の線音源に対する補正値α_dを求め，それをその区間に対する補正値α_dとする。

(3) 音響模型実験

従来より，ホールの音響設計などに用いられてきたが，近年，道路交通騒音の予測あるいは研究にもこの無響室での音響模型実験手法が用いられている。手間と設備を要し，音源や模型材料の選定など難しい点もあるが，所定の条件に従えば，複雑な伝搬形態の場合でも直接その伝搬結果を把握することができるし，任意の伝搬形態を比較的容易に作り出すこともできるので，かなり有効な手段となりうるものである。

以上のような予測手法が考えられるが，それぞれに一長一短があり，どのような手法を用いるべきかは，現地の条件，必要精度（他項目との精度のバランスを要する）等により適宜選択されるべきものと考えられる。以下に代表的な3つの道路特殊個所（日本音響学会の実用的予測方式がそのまま適用できない個所）について，実用的予測手法の一例を示す。

i) トンネル坑口部における騒音

トンネル坑口部においては，トンネル内を走行する車からの音が集中して坑外に放射され，それが周辺地形の影響を受けて伝搬するので，その予測は非常にむずかしい。一般開放部に対する日本音響学会の予測式を基本とし，模型実験等の結果から導びいた次のような手法が一つの方法として考えられる。[1)]

a) まず，坑外に対しては，日本音響学会の予測式を用い，それを道路見通し角度θにより補正する。

$$L_0 = L_M + 10 \log_{10} \frac{\theta}{\pi} \qquad 〔\mathrm{dB(A)}〕$$

L_0：明り部についての騒音レベル〔dB(A)〕

L_M：無限長道路としたとき（トンネルがないとして）の騒音レベル〔dB(A)〕

b) トンネル坑口からの音に対しては，まずトンネル内に等間隔に車を配置し，各々の車からの音を坑口面で合成して，坑口面の音響パワーを求める。この場合に，1台の車からの音のトンネル内での距離減衰は実測結果などより，100 m当り3 dBの減衰（−3 dB/100 m）と安全側に設定する。

$$W_T = \frac{W_0}{2} \Sigma 2^{-\frac{(n-\frac{1}{2})d}{100}}$$

W_T：坑口面音源のパワー　　W_0：音源（自動車）の平均パワー

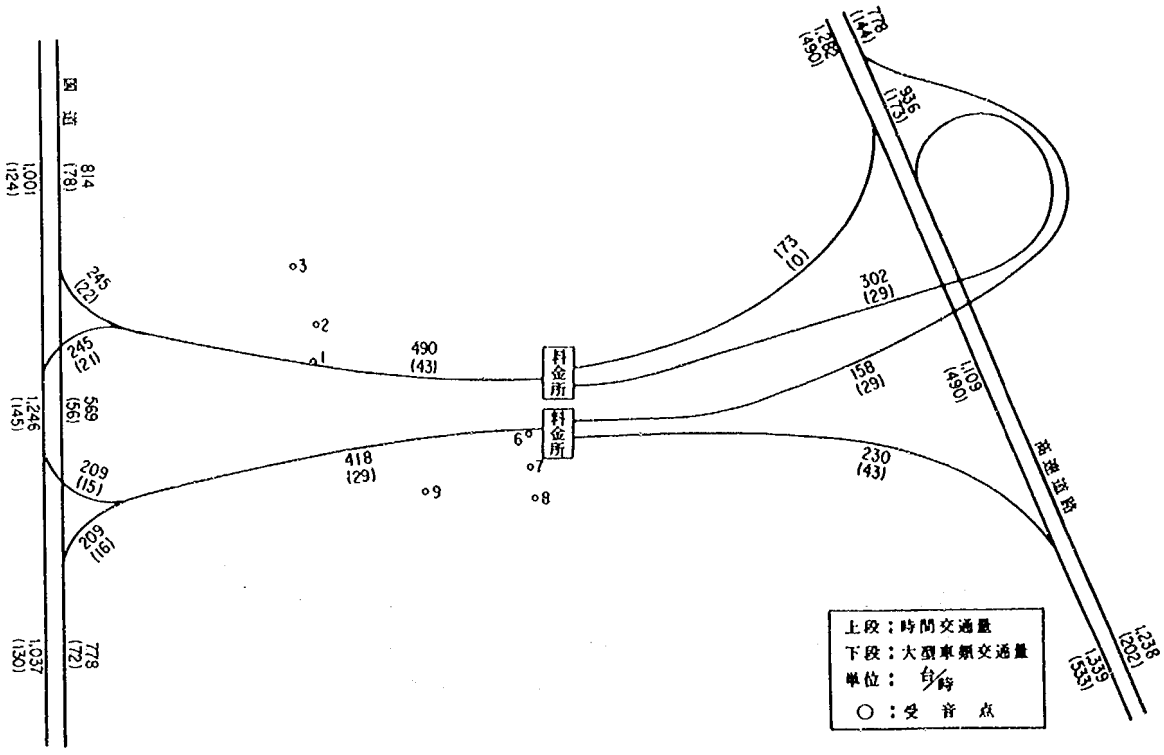
n：トンネル内に存在する車の台数　　d：平均車頭間隔

次に得られたパワーを有する仮想面音源を坑内の適当な位置（坑口断面積が500 cm²の縮尺模型実験結果では坑口から坑内へ15 cm）に設定し，それをいくつかの微少音源に分割する。分割されたそれぞれの音について，坑口縁部での回折減衰を計算することで，放射指向性状を得ることができる。

c）以上求められたa）とb）を合成することにより，坑口周辺における騒音レベルを大略計算することができる。

ii）インター　チェンジなどにおける騒音

ランプ，インター・チェンジなどでは，線形，断面形が複雑であること，交通流が道路部分により異なることなどがあり，その周辺部における騒音レベルの予測はかなり難しい。



図－1　インター・チェンジにおける騒音予測例
交通条件および受音点位置

図－1に示すようなインター・チェンジの周辺における騒音について，(1)で述べた電算機シミュレーションにより求めた結果と実測値との対応を示したのが表－1である。点音源からの音の距離減衰係数K（距離減衰を$K\log_{10}\ell$（ℓ：距離）とした時の係数Kであり，完全反射面の場合に$K=20$である）を20と24の2種設定し，車頭間隔がポアソン分布と指数分布の場合について求めている。これによると，シミュレーション値は，路肩の受音点では減衰係数が20，路肩から離れた受音点では減衰係数が24で実測値と良く適合していることがわかる。なお，受音点番号3ではかなりの差がみられるが，この点は密集した家屋群の中にあるので，家屋による遮蔽効果を見込む必要があるようである。

表－1　インター・チェンジにおける騒音予測例

実測値と計算値の比較

単位dB(A)

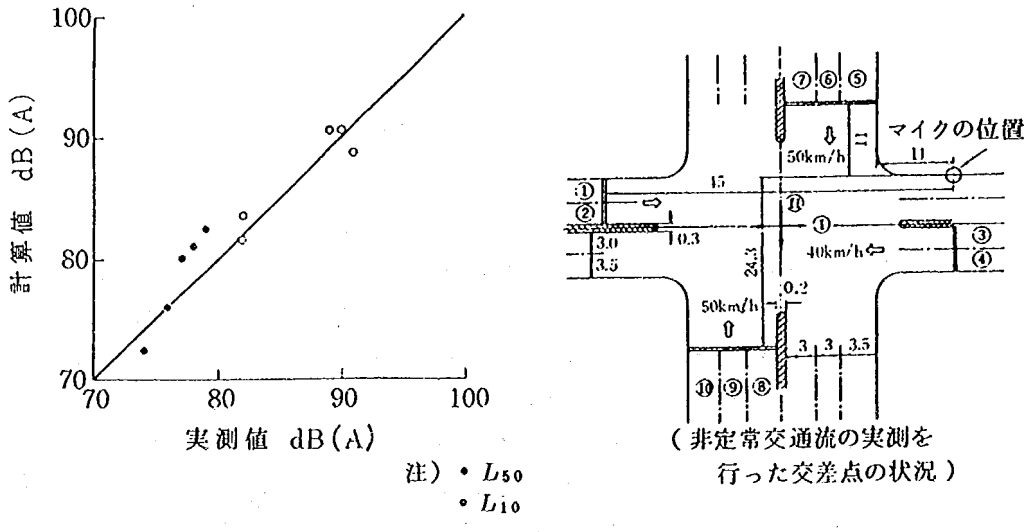
受音点番号	路肩からの最短距離(m)	実測値	K = 20			K = 24		
			シミュレーション		時間分布	シミュレーション		時間分布
			A(注1)	B(注2)		A	B	
1	0	62	65.1	64.6	64.0	59.7	—	58.9
2	30	53	58.9	—	58.4	54.1	53.7	53.6
3	90	44	57.2	—	56.4	53.3	53.2	53.1
6	0	63	63.6	63.2	62.8	58.2	—	57.7
7	40	51	55.3	—	54.9	52.6	52.5	52.4
8	75	52	55.4	—	54.8	52.4	52.4	52.3
9	70	51	55.4	—	54.7	51.9	51.7	51.7

注1）シミュレーションA：車頭間隔がポアソン分布

2）　〃　　B：　〃　　指数分布

ⅲ）交差点付近の騒音

信号交差点付近では，停止，発進，加速などがくり返されて交通流が非定常であり，また交差する直角方向道路の影響や，周辺建物の影響などの複雑な条件の場合が多いので，日本音響学会式の適用は困難な場合が多い。今，建物などの周辺条件を考えず，路側近接受音点を対象に，交通流だけについて着目し，この交差点付近の騒音をⅱ）と同様(1)で述べた電算機シミュレーションを行って実測値と対比した例が図－2である。[2)]



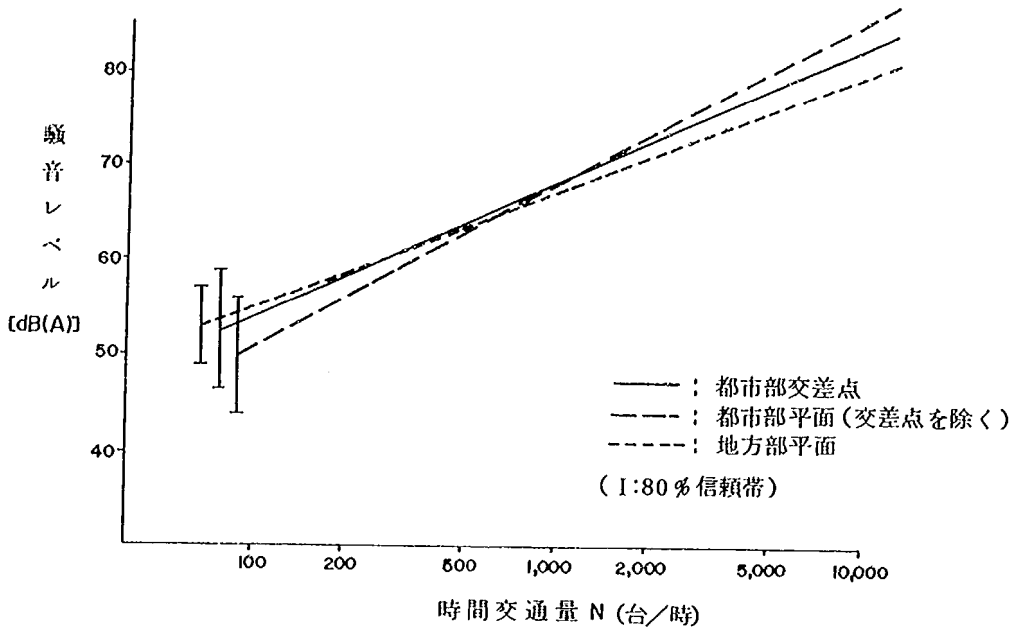
図－2　非定常交通流における実測値と計算値の比較

非定常交通流を表－2に示すようにかなり詳細に取扱っており，かなり大きなプログラムでの計算になっているようであるが，実測差が3～4 $dB(A)$と比較的良く適合した結果を得ている。

表－2　交通流構成の初期値及びその取扱い

項　目	定常交通流	非定常交通流
走行速度	走行線別に指定する	交差点附近では，個々の車両の加，減速はより変化する
機関回転速度	最高速段位での走行速度に対応する一定回転	選択された変速段位の減速比と走行速度で定まる
変速段位	最高速段位のみ	車両の速度域と加速度から選択される
加速度	0	実態調査から求めたパターンで変化する
交通量	走行車線別に指定する	信号の間隔と流入交通量で変化する
車種構成	車線別にシミュレーション時間の平均値として指定	左に同じ
序列	一様乱数による無作為抽出	左に同じ
車間距離	交通量，走行速度，及び車種別にみた平均車両長を考慮した正規分布	最小車間距離のみ指定するが，その他は時間によって変化する

全国における騒音実態調査資料より（現場条件は必ずしも明確ではないが資料数は非常に多い），都市部における交差点と，交差点を除いた部分でのそれぞれの中央値L_{50}は図－3であり，その差異は小さい。



図－3　交差点における中央値 L_{50} と時間交通量との相関
（実態調査資料より）

交差点付近の騒音については，こうした電算機シミュレーション等によって予測できても，それが受け手の人のうるささにどのように対応するかという確認も必要であると思われる。比較的定常騒音である個所では，平均的レベルでうるささが決まるものと考えられるが，発進，加速，停止などによるレベル変動が，どのような物理量でうるささと対応するのかという検討が必要となろう。

（参考文献）

1）建設省土木研究所道路部交通環境研究室：トンネル坑口周辺における騒音に関する実験結果，土木研究所資料第１４２０号，１９７８．８

2）木村彰良・坂上文寿：道路交通騒音のシミュレーションについて，日本音響学会誌３１巻７号，１９７５

（交通環境研究室）

1 － 3

島における大気汚染について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄は島であるため，たえず海洋性の風が吹いている上，汚染された大気も少し移動すれば海上に出てしまう。また無風の状態であっても，周囲がすべて海であるため，温度の状況，気流の状況が本土などと比べ非常に異り，自動車排気ガスの大気中への拡散もより容易に行なわれると思われる。しかしながら，大気汚染，騒音などについて，沖縄の特色を加味した定量的な分析が必要と思われ，その方法について御教示願いたい。

（日本道路公団沖縄建設所）

（回　答）

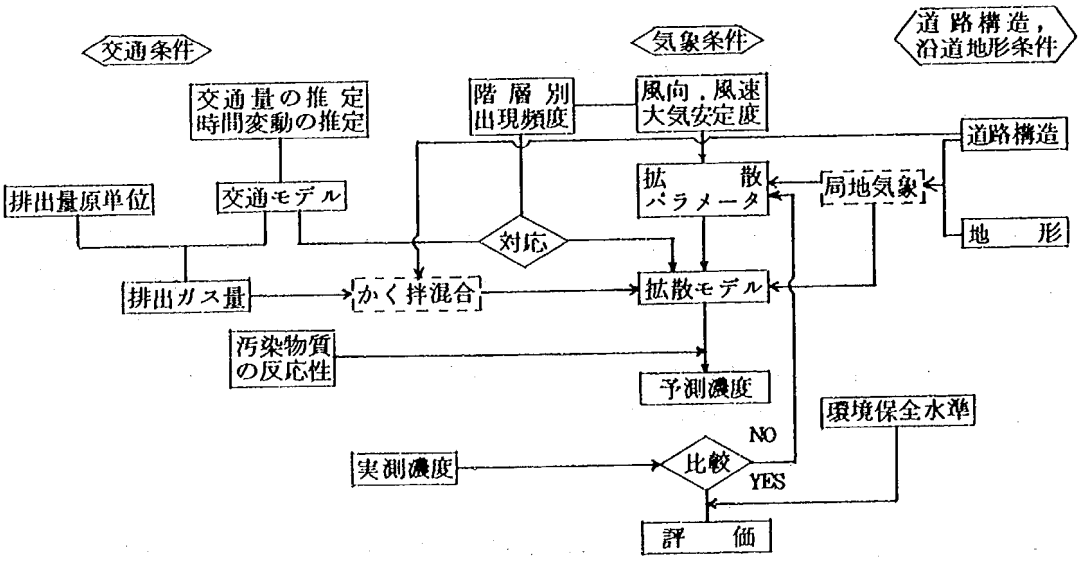
自動車から排出される汚染物質による大気汚染については，道路構造条件，交通条件，気象条件，地形条件などの条件が関係しており，その機構は複雑である。

図－1は，自動車排出ガスによる大気汚染の予測を行う場合の基本的なフローを示している。

自動車排出ガスによる大気汚染を現象の面から見ると次の三点が重要である。

① 自動車からの排出ガス量

② 自車および後続車による排出ガスの機械的なかく拌混合



図－1　予測の基本フロー

③ 風などによる移流，拡散

1）排出ガス量

自動車から排出される汚染物質の排出ガス量は，車種，使用燃料の種類，走行状態，縦断勾配の道路構造，交通量などによって異なり，汚染物質の排出特性はそれぞれそれらの影響が異なっている。

2）かく拌混合

自動車からの排気管などから排出された排出ガスは，自車および後続車の走行時の空気のかく拌により，車道およびその近傍で機械的にかく拌混合されて，大気中に希しゃくされる。この現象は，車種，走行速度，交通量などの交通条件のほかに，切土，盛土，車道巾員など道路構造の影響をうける。

3）移流，拡散

かく拌混合された排出ガスの気塊は，風により沿道地域に移流（送）され，その過程で拡散していく。道路近傍の局地的な移流拡散現象は，一般風の風向，風速の影響，道路構造，沿道地形による局地的な微気象の影響に大きく左右される。広域拡散を考えた場合，鉛直温度分布等の大気安定度も大きな要素となる。

以上のような自動車排出ガスによる大気汚染の現象から考えて，ご質問の特殊な海洋性の気象を考りょした大気汚染の現況把握および予測を行うことは，主に移流拡散現象と気象条件との関係を十分把握することにあると考える。

海陸風の特徴としての，海風，陸風および海陸風の逆転期のなぎなどの風の要素については，気象データの長期的な資料収集または観測により，実態を把握し，一般的な予測の中に組込むことは可能である。　しかし，逆転層などの大気安定度に関する要素は，現地の実測データを分析して，拡散現象との関係を把握しておく必要がある。

大気安定度に関する調査項目としては，次のものが考えられる。

① 風向，風速

② 日射量

③ 温度（鉛直方向の温度分布）

とくに，沿道地域の局地的な大気汚染に大きな影響を及ぼす鉛直方向の温度分布は，高度 50 m 以内での逆転層の有無であり，周辺地域の既存のデータの収集，バイバルーン，カイツーンなどを用いた気象観測の方法がある。

これらの気象条件と拡散現象との関係を把握するためには，つぎのような調査が必要である。

① 沿道地域における大気汚染濃度分布の長期観測

または，

② トレーサガスを用いた現地拡散実験

以上のような調査結果を用いて，現地の特性に適合した拡散パラメータを求め，拡散予測を行うことが，現時点において最も適切な方法であると考える。

（交通環境研究室）

1－4

騒音について　（53. 関東）

（質　問）

1）定常交通については音響学会式により予測方法が確立されているが，騒音が特に問題となる交差点付近及び開口部については自動車の加速発進などの問題があり予測手法が確立されていない。音響学会誌などによればコンピュータを使用した予測手法もあると聞いているのでこの手法の適用性について問う。

2）平地部と丘陵（山地）部の変化点においては同一地形区間の状況とは相当の変化が予想される。トンネルの坑口附近とは切り通しであり，基本的には相違するものと考えられるが，箇所毎（区間毎）に環境影響について地域住民に説明する場合どのような手法に基づいて予測し説明を行なうことが適当か。統一的に式などで求められるようにしたらよいと思うが如何か。

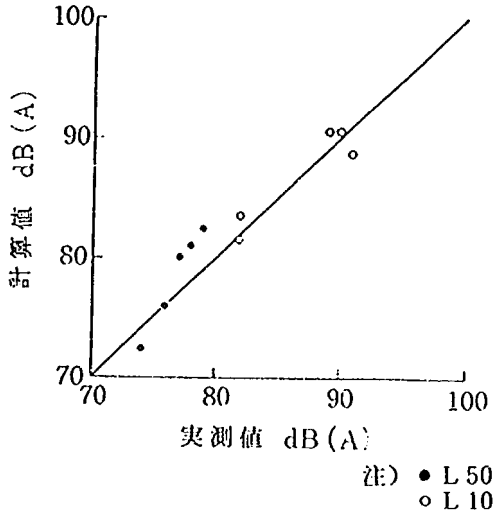
3）道路計画における地元説明で環境問題，特に騒音については地元住民も強い関心を示している。当局としては中央値で説明しているが，住民側は最大値で話すためくい違いが生じている。よって，中央値と決めた際の考え方，例えば人間に与える影響をどの程度まで考えたのか伺いたい。なお今後も中央値で評価してゆくのかについても伺いたい。

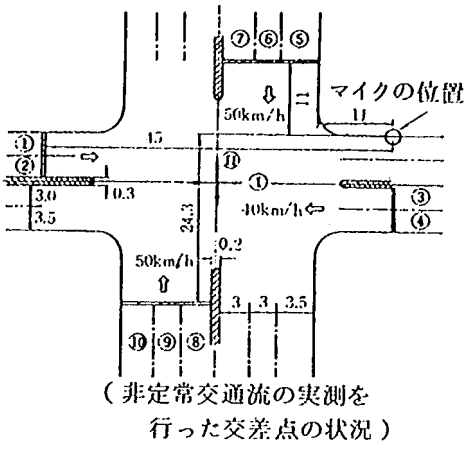
（北首都国道工事々務所）

（回　答）

1. 交差点付近の騒音予測

等パワー・一列等間隔モデルに基づく日本音響学会式は，定常交通流であることなど，適用にあたってはいくつかの条件が限定される。特に，信号交差点付近においては，停止，発進，加速などがくり返されて交通流が非定常であること，また交差する直角方向道路の影響や，周辺建物の影響などの複雑な条件の場合が多いので，日本音響学会式の適用は困難な場合が多い。今，建物などの周辺条件を考えず，路側近接受音点を対象に，交通流だけについて着目し，この交差点付近の騒音を電算シミュレーションを行って実測値と対比した例が図－1である。[1] 非定常交通流を表－1に示すようにかなり詳細に取扱っており，かなり大きなプログラムでの計算になっているようであるが，実測値との差が3～4 dB(A)と比較的良く適合した結果を得ている。電算機シミュレーションによる騒音予測は，音源を点音源として，任意の間隔，走行状態に設定できるので，このような非定常交通





（非定常交通流の実測を行った交差点の状況）

図－1　非定常交通流における実測値と計算値の比較

表－1　交通流構成の初期値およびその取扱い

項　　目	定常交通流	非定常交通流
走行速度	走行車線別に指定する	交通点附近では，個々の車両の加，減速はより変化する
機関回転速度	最高速段位での走行速度に対応する一定回転	選択された変速段位の減速比と走行速度で定まる
変速段位	最高速段位のみ	車両の速度域と加速度から選択される
加速度	0	実態調査から求めたパターンで変化する
交通量	走行車線別に指定する	信号の間隔と流入交通量で変化する
車種構成	車線別にシミュレーション時間の平均値として指定	左に同じ
序列	一様乱数による無作為抽出	左に同じ
車間距離	交通量，走行速度，及び車種別にみた平均車両長を考慮した正規分布	最小車間距離のみ指定するが，その他は時間によって変化する

流の場合や，道路構造が一様でない場合等に比較的有効な手段となり得る。

交差点付近の騒音については，こうした電算機シミュレーション等によって予測できても，それが受け手の人のうるささにどのように対応するかという確認も必要であると思われる。比較的定常騒音である箇所では，平均的レベルでうるささが決まるものと考えられるが，発進，加速，停止などによるレベル変動が，どのような物理量でうるささと対応するのかという検討が必要となろう。

<参考文献>

1）木村彰良・坂上文寿：道路交通騒音のシミュレーションについて，日本音響学会誌３１巻７号，１９７５

2. 地形変化点の騒音予測

日本音響学会の式は，周知のとおり，道路断面形状，道路から対象受音点までの伝搬条件が一様である場合に成り立つものである。しかしながら，実際の現場においては，盛土から徐々に平面道路に変化したり，盛土と高架が連続していたりして，一様な理想的伝搬条件（日本音響学会式の適用条件）を満たしていない場合が少なくない。このような場合に，むやみに受音点近傍の道路断面で代表させて音響学会式をそのまま適用することは，特に受音点が道路から離れた場合に予測誤差を大きなものとする場合がある。

日本音響学会の予測方式の基本式は，道路上に等パワー・一列等間隔に無限長に並べた音源からの音を同一条件（半自由空間）で合成して導びかれたものである。また道路横断形状などに対する回折減衰αd は，線状音源に対するもので横断形状が一定しているものに対するものである。さらに，問題となるのは，実測値に対応させるための補正値αi であり，αi を導くのに用いられた実測値の実測現場条件が，基本式あるいは回折減衰適用条件があてはめ得るような条件である場所を対象に選定されていることである。

道路地形などが一定していない場合の予測方法としては以下のような手法が考えられる。

(1) 電算機シミュレーション

電算機上に，点音源を並べ（ある間隔分布で並べる方法と，ある間隔分布である速度で走行させる方法とが考えられる），それぞれの音源毎に，その伝搬経路を考えて計算を行う。この場合にも，一列で発生させるかあるいは実際の車線とするか，交通流を等間隔とするかあるいは指数分布間隔など実態により近いものとするか，平均車頭間隔の基本１パターンだけ計算するかあるいは実際の測定と同様にある時間一定時間間隔で計算してレベル頻度分布を求めるか種々の方式予測精度が考えられるが，それも現場条件からの判断となろう。点音源からの音に対する回折減衰については，前川やKurzeらの研究結果を適用できるであろうが，問題となるのは，種々の要因に対する補正値αi の適用である。αi の主たるものは，伝搬地表面の性状であるから，点音源での適切なる実測例をあてはめてシミュレーションに組込むとか，あるいは，シミュレーションの後に，αi に関しては代表断面のものであてはめることが考えられる。これもそれぞれの現場条件からの判断となろう。

(2) 道路区間分割による計算

種々条件の変る道路を，概略同一視できるいくつかの区間に分割し，それぞれ有限長線音源として計算を行って合成する方式が考えられる。この場合，線音源の有限長さへの変換式としては次式が考えられ，回折減衰については，その区間の中間点での伝搬経路で代表させることが考えられる。無限長道路として求めたレベルを ΔL_∞ とすれば，対象とする道路見通し角度 θ に対するレベル ΔL_θ は簡略的に次式で求まることになる。

$$\Delta L_\theta = \Delta L_\infty + 10 \log_{10} \frac{\theta}{\pi} \quad [\mathrm{dB(A)}]$$

回折減衰 α_d の適用にあたり，代表中間点に点音源の回折減衰をあてはめることも考えられるが，次式を利用して，音響学会の線音源に対する α_d をそのまま用いることも考えられる。すなわち，任意の方向 θ に対する音響経路差が δ である場合，それに対応する受音点正面の音響経路差 $\delta\,max$ は次式で近似される。

$$\delta\,max = \delta / \cos\theta .$$

この δmax を用い，音響学会の線音源に対する補正値 αd を求め，それをその区間に対する補正値 αd とする。

(3) 縮尺模型実験による予測

伝搬条件が複雑な場合の騒音予測の一つの有効な手段であるのが縮尺模型実験である。手間と設備を要するが，近年，音源，模型材料など種々良好なものが見い出されてきており，道路騒音予測においてもかなり用いられるようになってきている。

例えば以上のような予測手法が考え得るが，それぞれに一長一短があり，どの手法を用いるべきかは，現地の条件，必要精度（他項目との精度のバランスを要する）等により適宜選択されるべきものと考えられる。

3. 騒音を評価する場合は中央値であるが，その根拠

ＪＩＳの騒音レベル測定方法（ＪＩＳ Ｚ 8731）に，対象騒音が不規則かつ大巾に変動する場合には，騒音レベル中央値をもって表示するとされており，変動の巾は９０％レンジの下端および上端で表すとされている（昭和４１年８月改正）。したがって，道路交通騒音についても，環境基準，要請基準では，中央値をもって基準値が設定されている。環境基準を設定するにあたっては，一般住宅地域を標準に考え，Ａ地域を中心に以下のように定めている。[1)]

(1) 一般住宅地域における夜間の望ましい騒音レベルが４０ホン(A)以下とされたのは，住民の睡眠を確保するためである。騒音レベルの測定は屋外で行うこととされているので，建物による遮音効果を約１０dB と見積れば，屋外における４０ホン(A)は屋内では約３０ホン(A)に相当すると推定される。騒音レベルがこの程度であれば睡眠に対する影響ははとんど無視しうると考えられる。

(2) 昼間における望ましい騒音レベルが５０ホン(A)以下とされたのは，屋外での５０ホン(A)は屋内では約４０ホン(A)と考えられ，このレベル以下であれば，従来の調査研究の実績からみて，生理的，心理的影響，日常生活に対する妨害，住民の苦情などははとんどあらわれていないことによ

る。

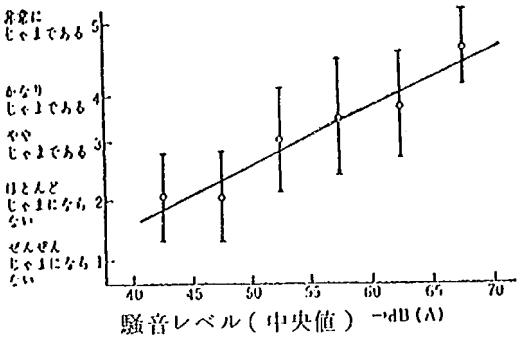
(3) 朝夕における騒音レベルは，夜間の騒音レベル４０ホン(A)と昼間の騒音レベル５０ホン(A)の中間をとり，４５ホン(A)とされた。

交通量の多い道路を対象に調査された結果では，[2] 例えば，図－２や図－３に示されるように，中央値が，住民に与える影響と良い対応を示しているのである。表－２は，建設省が行った調査結果であり，これでも，交通量の多い時間帯においては，騒音被害意識と中央値の相関が相対的に良いことが示されている。

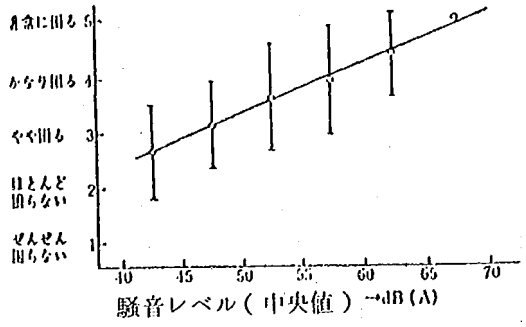
すなわち，幹線道路で交通量が多く，騒音レベル変動が比較的少ない場合には，平均的レベルとなる中央値によって充分に被害意識に対応させうると考えられる。

中央値を用いることで問題となるのは，交通量が少ない場合や騒音レベルの変動が大きな場合である。ＩＳＯではエネルギー平均レベルLeqを基本とした評価が推奨されている他，ヨーロッパ，アメリカでも，このLeqを基本にしたり，80％レンジ上端値L_{10}等を基準に設定したりしている。

わが国においても，近年，種々の角度から，この騒音評価量の検討が行われているが，問題の性質上，測定方法も含めて多くの条件を包含した検討が必要であり，評価方法の見直しまでにはなお時間を要するものと考えられる。



図－２　道路交通騒音がラジオ・テレビの聴取に与える影響



図－３　道路交通騒音が読書・思考に与える影響

＜参考文献＞

1）関口祐弘：騒音規制の実情と今後の方向，第３回環境情報科学セミナー「騒音」，４８年９月。

2）北村音壱，佐々木実：自動車交通騒音の評価方法に関する基礎的研究(II)，日本音響学会誌２８巻５号，１９７２。

表－2　各騒音評価量1時間値（10分間測定）と騒音被害意識との相関

騒音被害意識 / 騒音評価統計量		多次元尺度数量化用類	一次元尺度	
			騒音の影響	テレビラジオへの影響
15:00	L_{10}	0.3788	0.3611	0.4020
	L_{50}	0.4057	0.3940	0.4162
	Leq	0.3780	0.3533	0.4050
	LNP	0.3400	0.2967	0.3827
	TNI	0.3061	0.2832	0.3625
20:00	L_{10}	0.4479	0.4535	0.4526
	L_{50}	0.4398	0.4566	0.4123
	Leq	0.4314	0.4496	0.4385
	LNP	0.4016	0.4068	0.4420
	TNI	0.3698	0.3687	0.4315
24:00	L_{10}	0.3535	0.3552	0.3607
	L_{50}	0.3642	0.4155	0.2956
	Leq	0.4359	0.4732	0.4185
	LNP	0.4322	0.4542	0.4441
	TNI	0.4066	0.4453	0.4385
5:00	L_{10}	0.3843	0.4176	0.3617
	L_{50}	0.3114	0.3578	0.2417
	Leq	0.4002	0.4269	0.3851
	LNP	0.3797	0.3830	0.4114
	TNI	0.2851	0.3045	0.3404
1時間交通量ピーク時	L_{10}	0.4071	0.3716	0.4187
	L_{50}	0.3783	0.3432	0.3780
	Leq	0.3947	0.3600	0.4134
	LNP	0.3844	0.3354	0.4210
	TNI	0.3607	0.3209	0.4162
1時間大型車交通量ピーク時	L_{10}	0.4178	0.3874	0.4224
	L_{50}	0.4266	0.4122	0.4143
	Leq	0.4194	0.3986	0.4260
	LNP	0.3886	0.3417	0.4204
	TNI	0.3596	0.3050	0.4175

（交通環境研究室）

1－5

環境アセスメント（騒音）について　（54. 九州）

（質問）

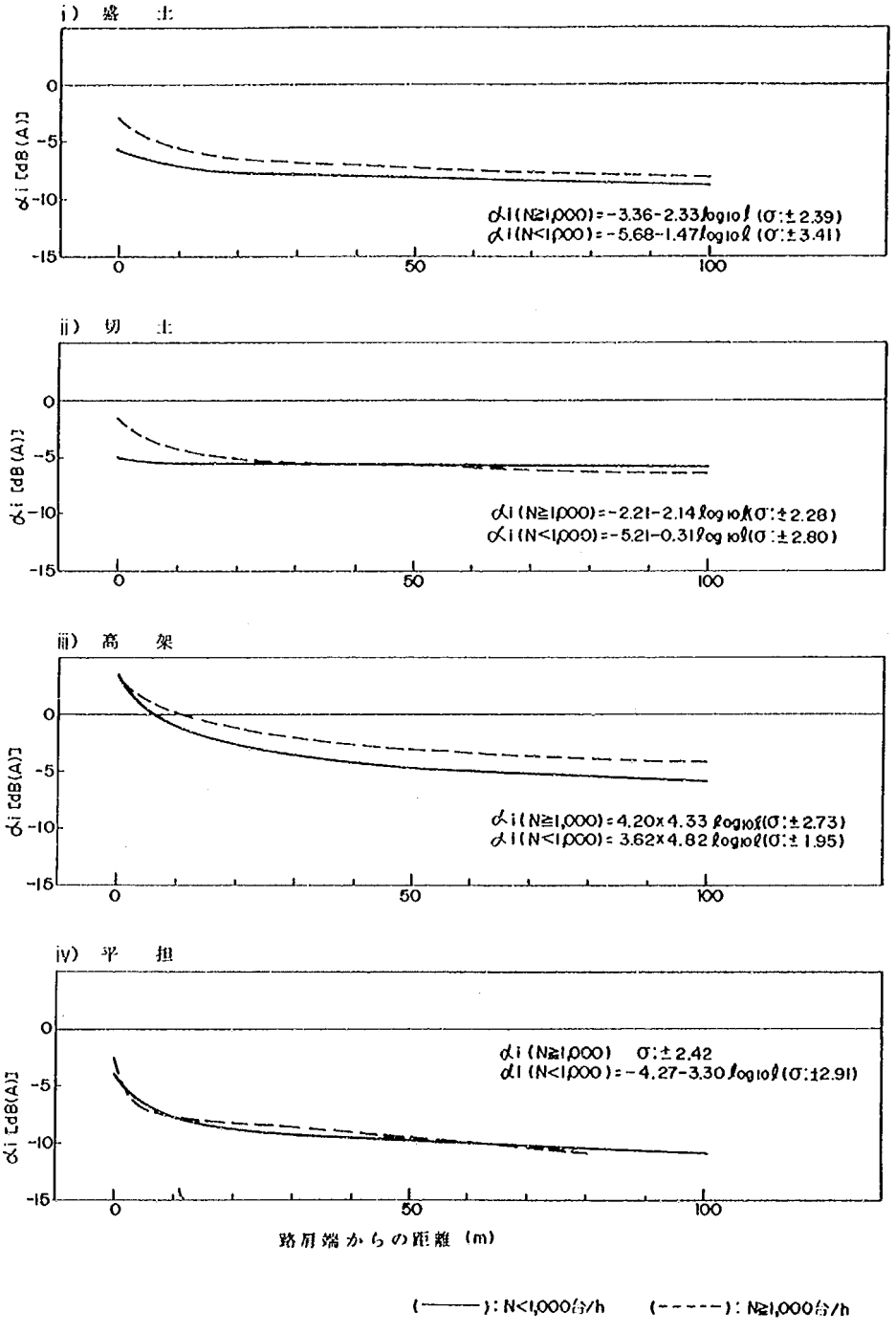
種々の原因による補正値α_iについては道路構造が高架であり交通量が1,000台／h以下の場合には750～1,000台／hの実測値をもとに決定したとあるが，実際には750台／h以下のケースがありこの場合の計算値と実測値との精度について伺いたい。

（福岡国道工事事務所）

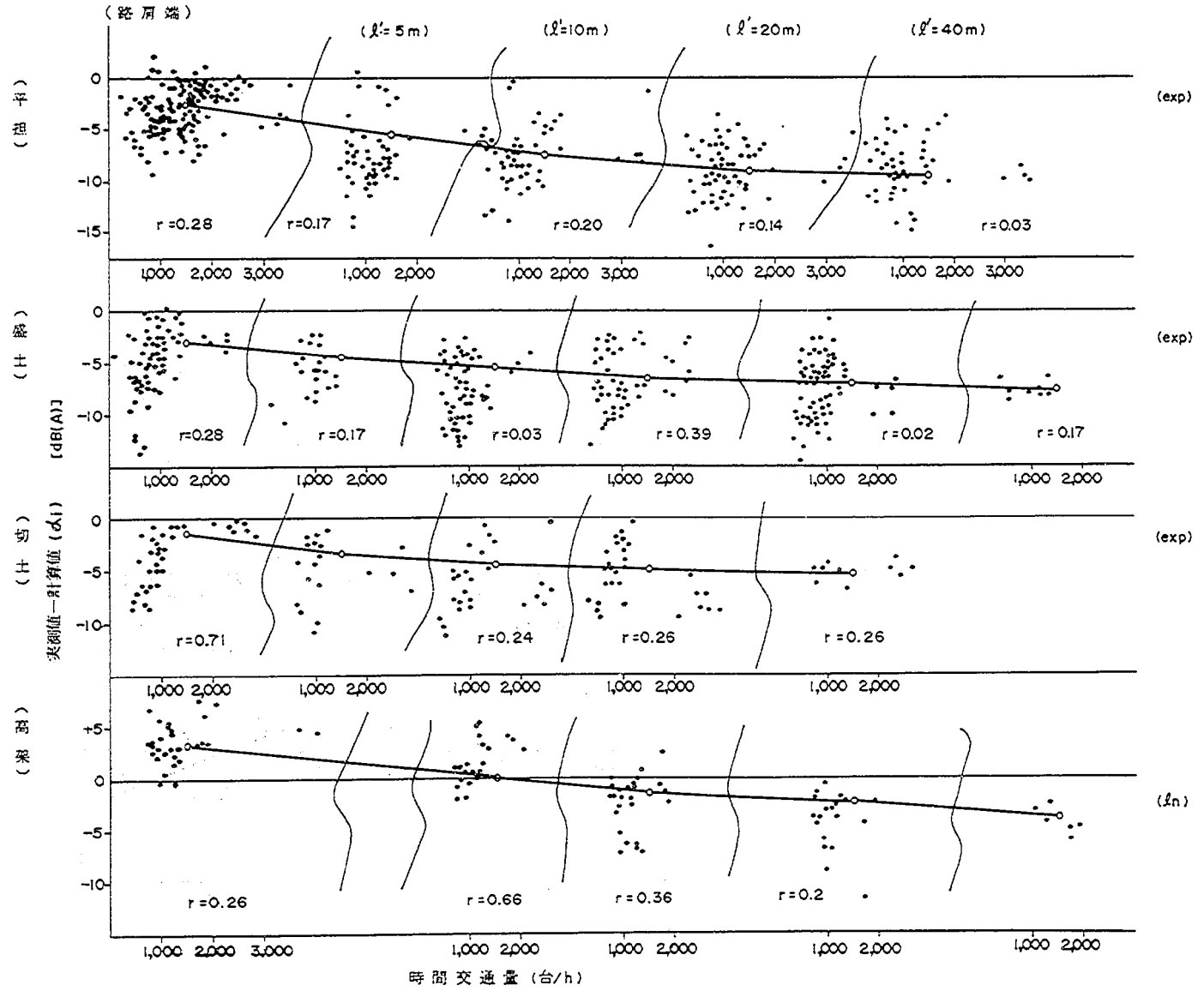
（回答）

一般国道での実測データから得られる道路構造別の補正値α_iは，交通量1,000台／時以上と1,000台／時以下について図－1に示すようなデータのバラツキを有している。道路からの距離，交通条件などによらず平均的にみれば，α_iの標準偏差は3dB(A)前後である。この一般国道における道路構造別のα_iについて，道路からの距離毎に交通量との関連を求めたものが図－2である。図にみられるように，ここで得られている実測データでは，全体にバラツキが大きく，交通量との間の明確な相関を読み取ることができない。図－3は，同じ一般国道平担部のデータについて，車頭間隔との関連を求めたものである。車頭間隔が大きくなるにつれ，すなわち（平均速度を一定とすれば）交通量が減少するにともないα_iが負で大きくなる（実測値と計算値の差異がより大きくなる）傾向が若干みられるが，これもデータのバラツキに照せば明確ではない。

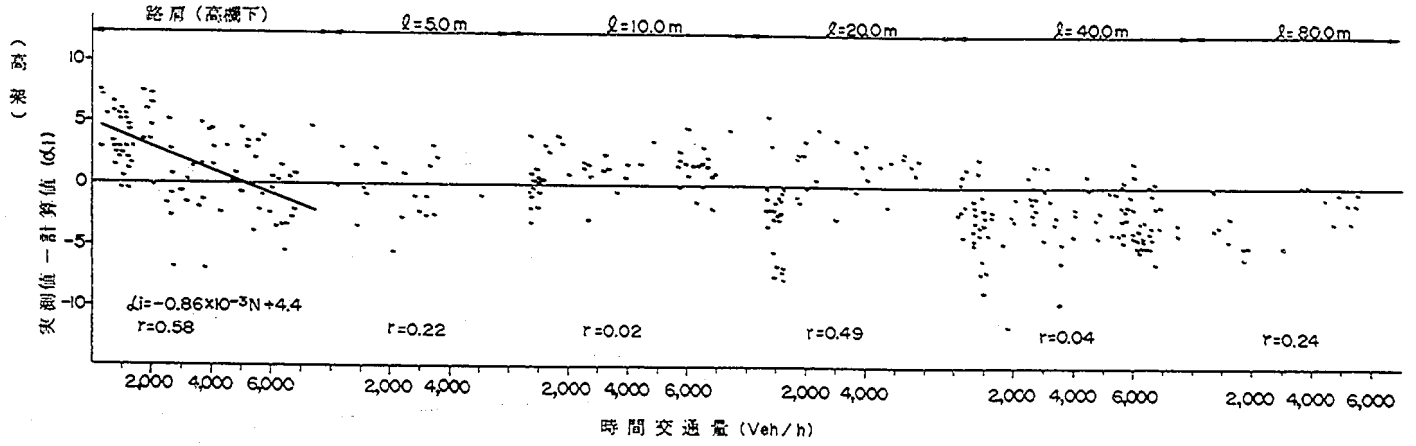
（交通環境研究室）



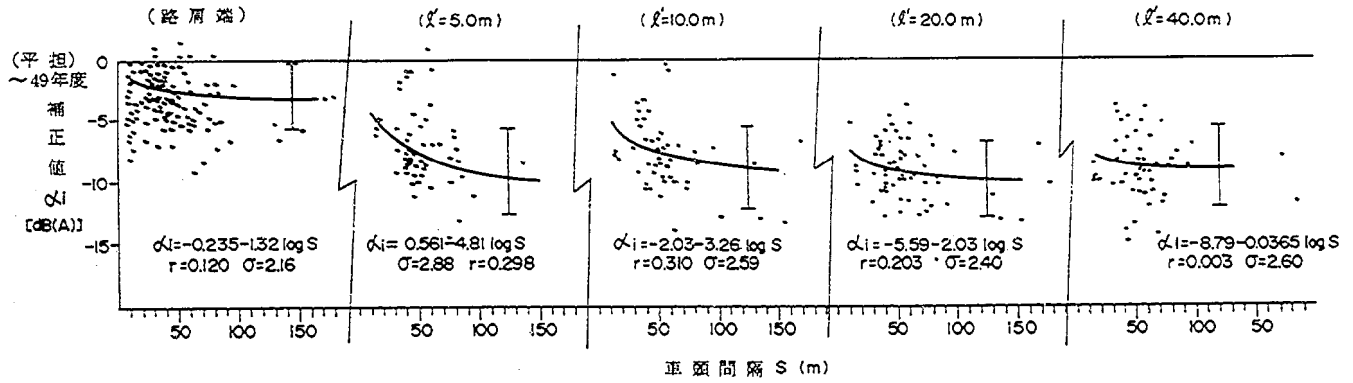
図－1　（一般国道）交通量1,000台／h以上と1,000台／h以下の α_i の比較



図—2(1) 補正値α_iの交通量との関連（一般国道における実測結果）



図－2(2)　補正値α_iの交通量との関連（一般国道における（一部首都高速道路におけるものを含む）実測結果）



図－3　平均車頭間隔による補正値 α_i（一般国道平担）

1－6

騒音レベルの評価手法についての研究成果とその利用方法について

（53. 関東）

（質　問）

現在，自動車騒音の評価方法として，中央値がありますが，これは，交通量の少ない時（1000台／時以下）とか，上下端値の変動巾が考慮されていない面で問題があるようですが，他にLeq TNI，Lp と言った種々の評価方法もあり建設省で研究された評価方法がありましたら教えていただきたいと思います。

（日本道路公団）

（回　答）

現在，解析・検討中であるが，以下にその一例を示す。

わが国においては，周知のように，道路交通騒音の評価は，ＪＩＳの騒音レベル測定法に準拠して，中央値を原則としている。また，その変動性についても，同測定法によって，９０％レンジの上下端値で表示している。そこで，この中央値（騒音レベル変動の平均的値を示す）と，変動巾を示す９０％レンジをいかに組み合せれば被害意識とより対応するのかを求めた例が表－１である。

その結果より，被害意識の総合的評価に比べ，"テレビ・ラジオへの影響"や"睡眠への影響"等具体事象については，より変動成分の寄与度が高い。また，被害意識度の高い道路近傍

表－１　評価量L_E〔$=K_1\cdot(L_5-L_{95})+K_2\cdot L_{50}$〕における
騒音被害意識と最も相関の良い係数K_1，K_2（２４時間値）

被害意識 係数 / 対象サンプル	多次元尺度			一次元尺度（リッカート尺度）														
	被害意識スコア数量化Ⅱ類			騒音の影響（総合評価）			テレビ・ラジオへの影響			寝つきが悪い			夜中に眼がさめる			朝方が眼がさめる		
	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1
道路端～120m	2	5	2.50	2	11	5.50	1	1	1.00	2	3	1.50	2	3	1.50	2	3	1.50
道路端～ 40m	1	3	3.00	3	7	2.50	1	1	1.00	2	3	1.50	1	1	1.00	1	2	2.00
道路端～ 10m	3	1	0.33	3	2	0.67	6	1	0.17	6	1	0.17	6	1	0.17	5	1	0.20

では，対象サンプルの違いはあるが，変動成分の寄与度が特に高い。

なお解析中であるが，これまで多く得られている中央値や９０％レンジと，Ｌｅｑ その他の評価量との関係，被害意識との関係等について整理を行っていくことが必要であろう。

（参考文献）

金安公造，野中　宏，荒木隆雄：道路交通騒音の評価法に関する研究，第３３回土木学会年次学術講演会講演概要集，５３．９．

（交通環境研究室）

1－7

自動車交通騒音の中央値の予測計算について	（53. 関東）

（質　問）

1. 高架橋の反射に対する考え方
2. 植樹による減衰効果の　〃

（回　答）

1　高架橋の反射に対する考え方　　口頭回答

2. 植樹による減音効果の考え方

騒音伝搬に与える樹木の影響については，Ｅｙｒｉｎｇ[1)]，Ｅｍｂｌｅｔｏｎ[2)]，Ａｙｌｏｒ[3)] などにより，減衰値が１５ dB/100m～２５ dB/100 m という測定結果が示されているが，いずれも，ジャングルの樹海，広大な森林などで，測定されたものであり，それらを，道路沿いに数mの奥行きで植えられているものに対してそのまま適用することはできない。アメリカのＨｉｇｈway Ｒｅｓｅａｒｃｈ Ｂｏａｒｄ のデザイン・ガイドでも，道路エレメントと受音点の間の樹木，群葉については少なくとも１５ ft の高さがあり，道路が全く見えないくらいにそれが密生している場合に，１００ ft あたり５ dB の減音を見込むことを提案している。これまでのその他の調査例からでも，樹木による減音効果については，相当に密生した場合で奥行きがある場合にのみ期待され得るものと考えられる。

樹木が騒音伝搬に与える影響については以下のような事象が考えられている。

1）葉や幹による音の吸収

2）腐植土（地面）による音の吸収

3）木立による音の散乱

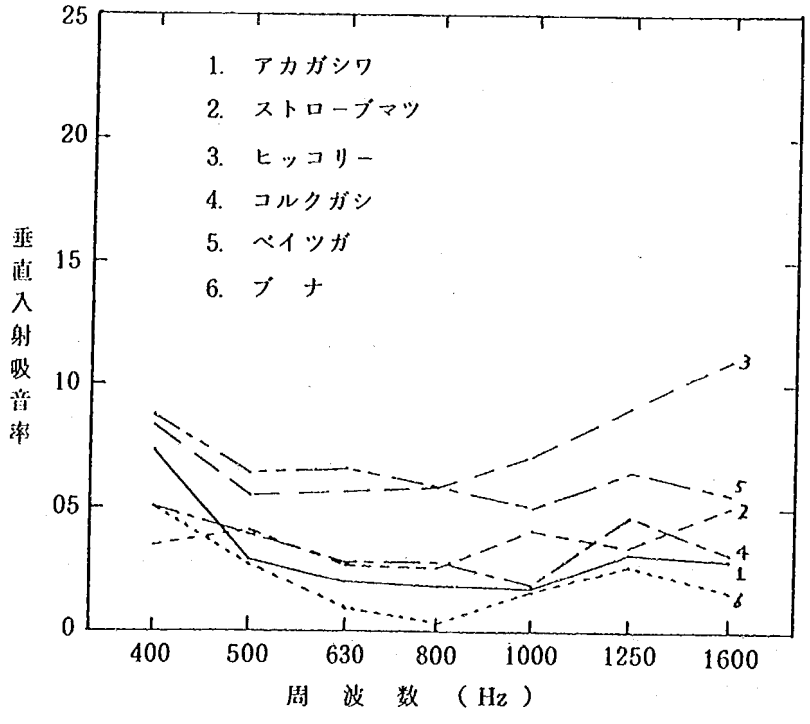
4）地表の温度勾配，空気の湿度，地表の流れ抵抗等に対する植物の影響

5）風の勾配に対する植物の影響

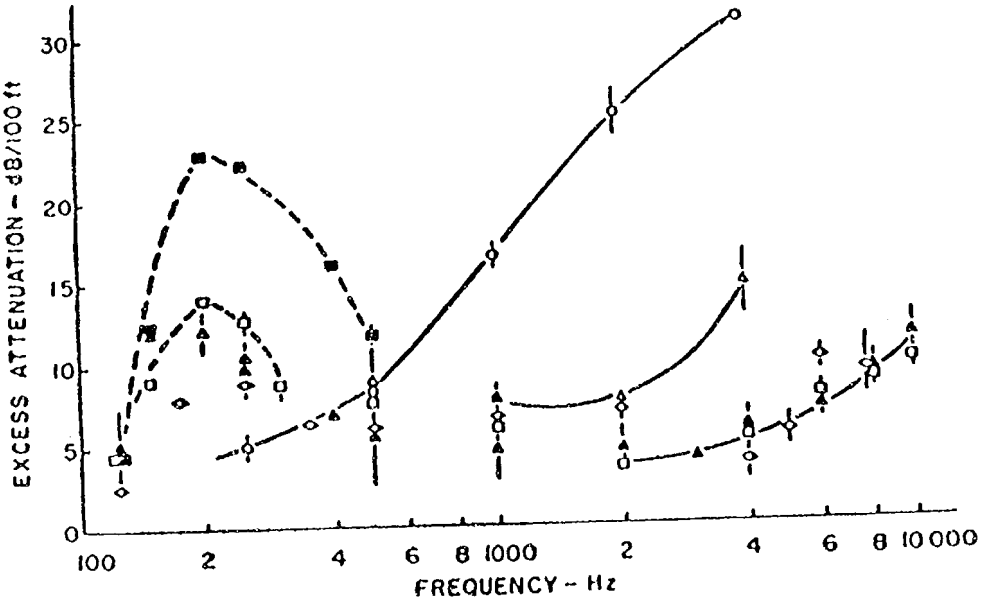
6）夜間における露結の影響

その他，樹木の視覚的効果により，騒音のうるささの感じが減少することや，樹木の出す音が対象の騒音をマスクすることなどもあげられている。

以下に樹木の騒音伝搬に与える影響に関する2，3の測定例を示す。図－1に示すのが，Carlson[4]らが，6種の樹木について，裏側に幹の部分のついた樹皮の垂直入射吸音率を測定した結果である。図より，ほとんどの場合，吸音率は0.02～0.10の範囲にあり，樹皮が厚いほど吸音率が大きく，周波数に依存しないことがわかる。図－2に示すのがAylor[3]の結果で，音源と受音点間の距離が100ftと200ftの点で観測した100ftあたりの過剰減衰である。音源の高さは1～1.5mである。図－3(a)および(b)はCarlson[4]らの測定結果であり，開放野原で約15cm丈のむらさきうまごやしが密生しているところ（図のOpen Field Site），アメリカツガの成熟した樹林で下が濃いシャクナゲおよび堅木のやぶであるところ（図のForest Site №1），さらに，カシ，カバ，ストローブ松の密生した樹林で下がシャクナゲのやぶであるところ（図のForest Site №2）でのものである。いずれの地域においても過剰減衰は距離120ft程度以上で生じ，250～500Hzの周波数域が相対的に大きく表われている。

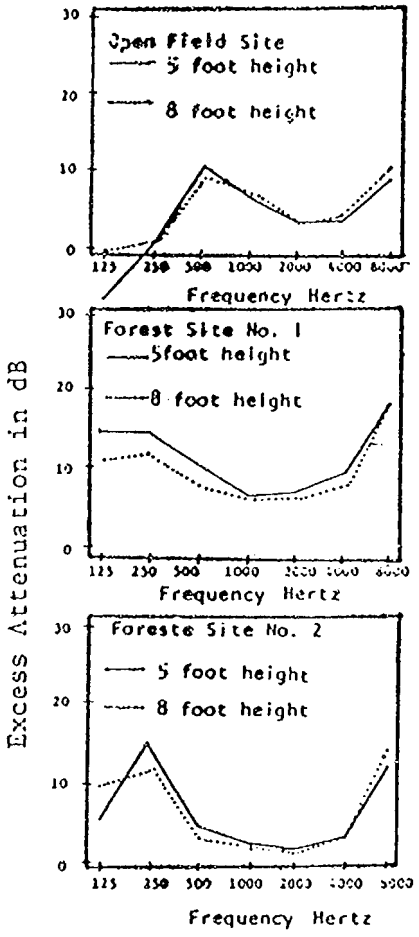


図－1　樹皮の垂直入射吸音率の測定結果

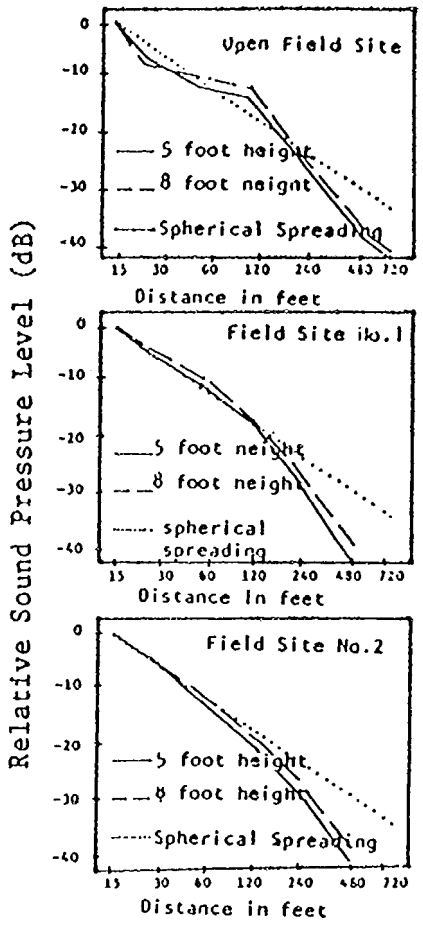


図－２　植物による過剰減衰　（dB／１００ｆｔ.）

２００ｆｔにおける周波数特性：(○)トウモロコシ,(◇)ツガ，(□)松,
１００ｆｔにおける周波数特性：(■)松，(△)夏の林,(▲)冬の林。



図－3(a)　１５０ｍの距離における周波数毎の過剰減衰



図－3(b)　５００Hzにおける距離による音圧レベル（基準１５ｆｔ）

（参考文献）

1) C.F.Eyring , Jungle Acoustics , J.A.S.A. 18 , 257～270, (1946)

2) T.F.W.Embleton , Sound Propagation in a Homogeneous Deciduous and Evergreen Woods, J.A.S.A.35, 1119～1125, (1963)

3) D.Aylor , Noise Reduction by Vegetation and Ground , J.A.S.A.51 , 197～205(1971)

4) D.E.Carlson et al , Noise Control by Forests , Inter-Noise 77 , 576～586(1977)

（交通環境研究室）

1－8

高架橋から発生する低周波振動公害に対する調査手法と対策について

（54. 九州）

（質問）

橋　　名　　裏田橋

場　　所　　北九州市八幡東区山王町　国道3号　20K600附近

昭和31年設計示方書　昭和40年架設　1等橋　T－20t

上部構造　　鋼橋　I桁（合成）

路面勾配　　縦断　4.5％　横断　2.0％

以前，裏田橋附近住民よりやかましくて夜，眠れないと苦情が発生し調査の結果騒音が要請基準をオーバーしているので53年度しゃ音壁を設置した。当初低周波空気振動が発生しているという事が良くわからず騒音問題で対処した。

しゃ音壁設置後は7～9dB(A)減衰したが住民よりガラス戸がガタガタいって夜眠れないという苦情が出てきたので公団等の実験資料を見ると，低周波振動が発生する原因として下記のようなことが考えらえる。

(1) 国道を通過する車輛から発生するもの

(2) 橋梁のタワミで発生するもの

(3) 橋梁のジョイントより発生するもの

以上のようなことで低周波マイクロホンで測定した結果，大型車通過時の音圧レベルは6.5Hz～12.5Hzで90～93dBの数値をみた。

文献などによると，低周波空気振動の影響で木造建具のガタつきは12.5 Hzで75 dBとされており発生源は橋梁の剛度不足によるタワミではないかと考えられる。今後おこりうる公害問題に対応するにあたり，低周波空気振動発生源及び原因調査の手法とその対策工法について御指導をお願いします。

（北九州国道工事事務所）

（回答）

低周波空気振動は，現在採用されているA特性の騒音計では評価されない低周波領域の空気振動であり，1973年のパリにおけるInfrasoundのシンポジウムでは0.1～20 Hzの領域が議論の対象とされた。しかし我が国で公害としてとりあげる場合，現場での測定結果をみると，必ずしも可聴域以下とは限らず，100 Hz程度までを含めて低周波空気振動として測定記録を整理している場合が多い。低周波空気振動は，工場，事業所，交通機関など様々なところで発生しており，道路橋からの発生による苦情もあるが数は少ない。

発生源の調査方法としては，低周波マイクロホンによる多点測定を行えば，音圧レベルの分布，

周波数特性の分析を行うことができ，さらに，橋梁の振動レベル及び周波数特性を同時に測定し，低周波空気振動と比較すれば，発生原因が推定できる。

当該橋梁における発生原因についてみれば，質問にある(1)の原因は一般に卓越周波数が現地で測定された6.5～12.5 Hz より高く，橋梁部以外では問題にされていないことから，(2)，(3)について発生原因を調査すればよいと考えられる。またジョイントが発生原因であっても，ジョイントから直接発生する空気振動は卓越周波数が高い場合が多く，この場合は，ジョイントにおける衝撃が，橋梁に伝搬し，床版などの振動により空気振動が発生していることも考えられる。

従って対策としては，ジョイント部の補修により衝撃をやわらげることと橋梁の剛性を増し振動を低減させることなどが考えられ，実際にガーダーの端対傾構を補強し，剛性を増加させた例もある。

いずれにしても，発生原因を充分調査したうえで，対策工法の検討を行う必要があるが，対策事例が少なく，未だその効果が十分に見込まれる方法は明らかになっていない。

（交通環境研究室）

2. 舗装に関する問題点

2－1

風化しやすい材料のＣＢＲ値の判定について　（54. 九州）

（質問）

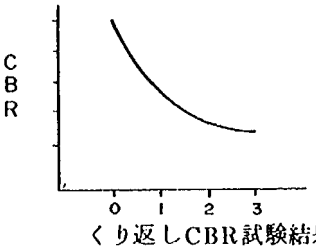
第三紀層の泥岩・頁岩は風化（乾湿くり返し）を受けると細粒化・泥化をおこして粒度が変化していく。この材料の変化の状況を調べるためにくり返しＣＢＲ試験を行うと図の様に粒度が細粒化とともにＣＢＲ値が低下していき何サイクル目からは一定値になる。

① この様な材料は試験用試料のとり方によって，試験値が大きく変化する。

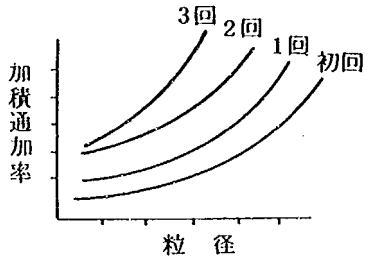
適正な試料の採集方法

② 設計ＣＢＲの決め方

（日本道路公団）



くり返しCBR試験結果



くり返しCBR試験と粒径

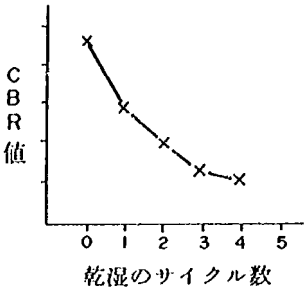
（回答）

泥岩，凝灰岩，片岩，頁岩などの軟岩はスレーキングを起こす性質をもち，道路の盛土材料等に用いた場合，害を与える場合がある。この種の軟岩は盛土材料として扱う時点では岩としての性質をもち，これらの材料による盛土は空隙の多いものとなりやすく，また施工後には岩塊が細粒化して長期的に沈下が継続して生じたり，支持力の不足を生じたりする恐れもあるので，これらの材料の使用に当っては十分注意しなければならない。

このような軟岩を路床材として用いる場合の材料試験用試料の採取に当っては，一般の路床部の場合と同様に代表的なものとなるように採取する。なお　この場合，材質が均一でない場合も多いと思われるので，採取する個所数は一般の場合より強度特性が著しく変わる場合は，それらの採取個所に応じたＣＢＲ値の決定を行ない舗装厚を変更するなどの検討も必要となろう。

乾湿の繰返しによって強度特性値が低下するような材料について設計に用いるＣＢＲ値を決める場合，現在のところ，定まった方法はないが実用的には施工時に考えられる乾湿の回数（工事中の降雨回数）だけ室内のＣＢＲ試験での乾湿の繰返し回数をとればよいと思われる。

構造設計上の安全からみれば，一定の値に収れんするときのＣＢＲ値をとるとよいが，その繰返し回数が多いときには試験が煩雑になるので実用的でない。また舗設後の表層からの水の浸透や地下水の変動による乾湿の影響については，それは交通荷重の影響に較べて小さいと考えられること，および周囲が拘束されているのでこの材料の乾湿よりも含水量の大小による影響の方が大きいと思われる。この場合，含水量の大きくなることの影響はＣＢＲ試験における水浸で評価されているので，舗設後の乾湿の繰返しを考慮する必要性はないと考えられる。



乾湿の繰返し数とCBR

（舗装研究室）

2－2

入替路床土の設計ＣＢＲの取扱いについて　（54. 九州）

（質問）

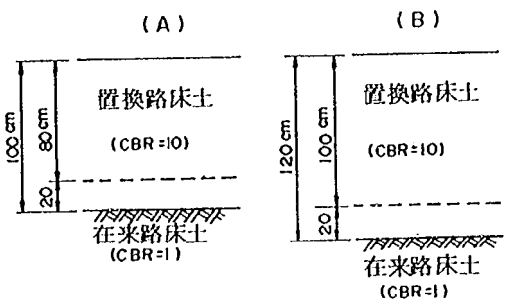
路床土を入替える場合の設計ＣＢＲの求め方が舗装要綱 P－18 に示されているが入替厚を 1.2 *m* として入替土のＣＢＲを設計ＣＢＲ値とすることができれば経済的な場合があるので，その取扱の可否をお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回答）

路床改良の目的で，軟弱土を良質材料で置換える場合，舗装要綱（５３年版）では，下が軟弱土の場合，十分な締固めが困難なこと及び供用後の軟弱路床土の下からの混入による支持力低下の恐れがあることから，置換え厚のうち，下部の２０*cm*については強度評価の計算に含めないようにしている。したがって，路床土を１*m*置換えた場合（例Ａ）では，有効な置換え深さは，８０*cm*であるのに対し，１２０*cm*置換えれば（例Ｂ），置換え後の設計ＣＢＲの計算では置換え土の強度は１００％評価されることになる。（図参照）

（図） 路床置換えの計算例



置換え後の設計ＣＢＲ

(A) $CBRm=\left(\frac{20\times1^{1/3}+(100-20)\times10^{1/3}}{100}\right)^3$

$=7.1\rightarrow6$

(B) $CBRm=10\rightarrow8$

例Ｂのように，１２０cm置換えることは，構造設計上は可能であるが，その場合，路床を１２０cmとみるのかという疑問が生ずる。しかし，この場合は，路床はあくまで１ｍで，下部の２０cmについては締固め等を十分に行なうために路体を一部置換えたものだと理解していただきたい。

（舗 装 研 究 室）

2 － 3

路盤工における最大乾燥密度と現場密度の関係及び路盤材料の塑性指数について （53. 関東）

（質 問）

1 品質管理基準による路盤工現場密度は$\bar{X}$１０において，その最大乾燥密度に対し９５％以上としているが別紙資料の如くそのほとんどが９７％～１１０％となり不合格は極めて少ない。しかしこの試験方法にも次の様な問題点がありこれにかわる現場チェック方法がないものか。

ア）室内試験（最大乾燥密度）と現場密度との締固め方法の差異から生れる相関性について

イ）砕石路盤であるための精度について

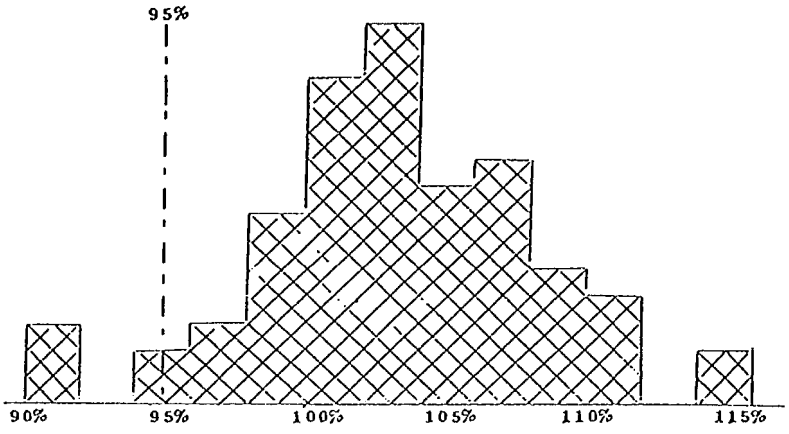
ウ）砕石路盤であるため現場チェックの試験としては時間もかゝり困難

2ア）路盤材料（砕石，砂）における塑性指数は品質管理項目として取上げているか。他都県ではどの様に行っているか。

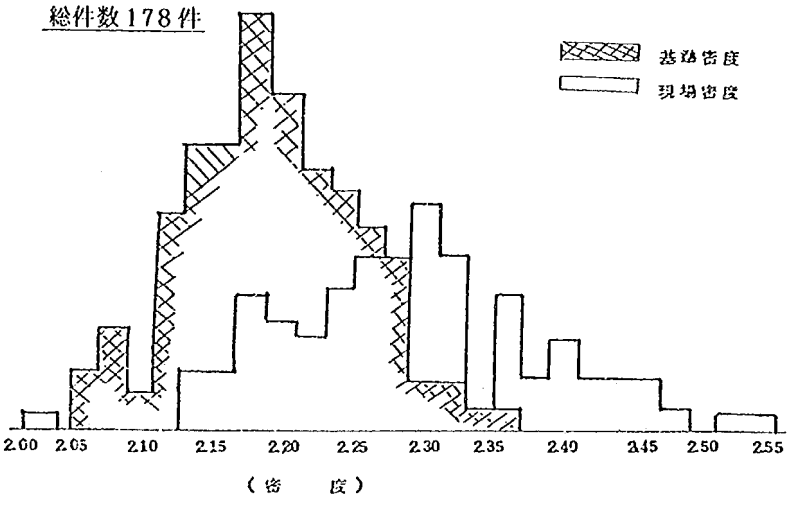
イ）液性限界試験において試料の大半が２５回落下点で黄銅皿上をすべる現象をみるのであるがこの場合はＮＰとして処理してよいのか。

ウ）道路用砕石の塑性指数についてＪＩＳ Ａ ５００１ではＮＰでなければならないとしてあるが舗装要項では上層路盤材料は４以下，下層路盤材は６以下とありこの関係はどう解釈したらよいか。

現場密度試験成績表



基準密度と現場密度分布状態



（茨城県土木試験所）

（回　答）

1－（ア）について

締固め方法には載荷方法により次の方法がある。

(1) 衝撃的荷重による方法

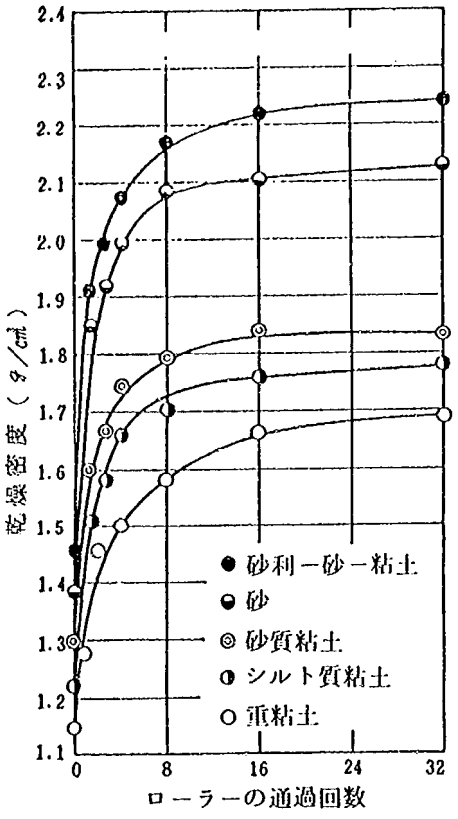
(2) 静的荷重による方法

(3) 半動的荷重による方法

(4) 振動による方法

最大乾燥密度を求めるための供試体は(1)の方法で作成され，転圧機械による締固めは(3)の方法に近いと考えられている。(1)の方法と他の方法との関連づけは複雑で定説がなく，それらの間の関係を探求することは実用的にはあまり利点はないと思われる。[1]したがって所定の現場密度を得るためには図－１等を参考として試験施工を行い，転圧回数を決定するのが一般的である。締固めの状態を確認するための補助手段としては，沈下量の測定を行い，沈下量と転圧回数が一定の関係にあることを利用すると便利である。

しかしながら特に(1)の方法と(3)の方法の関係が必要である場合は，乾燥密度と締固め仕事量の対数が近似的に直線関係にある事を利用して，図－１から図－２を作成する。同様に突固め供試体についても突固め回数を変化させて，図を作成し両者を関係づければ良い。



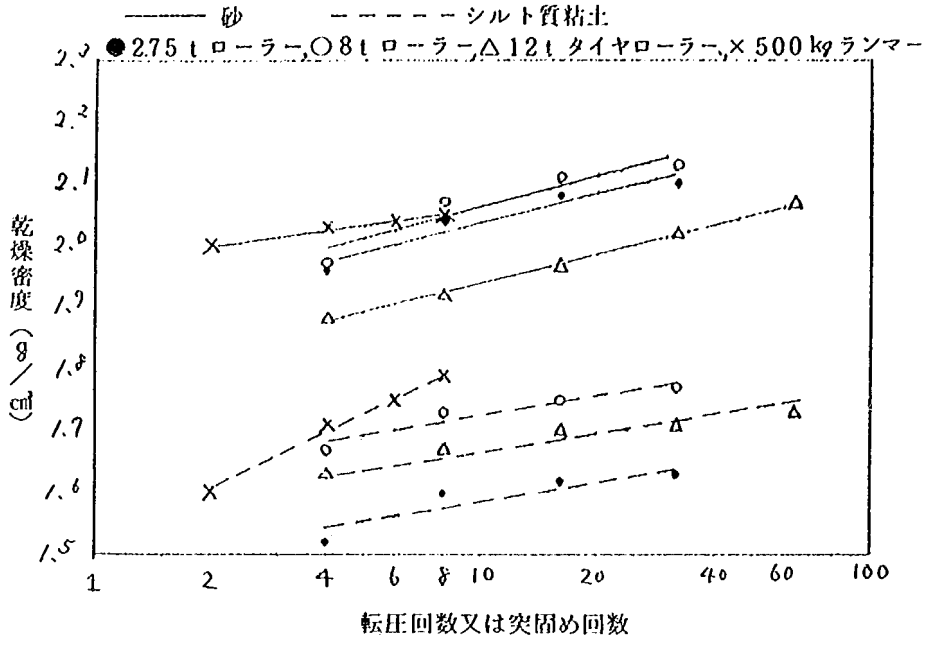
図－１　８ｔマカダム・ローラーの通過回数と乾燥密度との関係（RRL）

１－（イ）について

突砂法は表－１に示すとおり汎用性があり実用的な方法である。しかし路盤においては粗骨材を含むため試験孔の面が凹凸になり，そのため測定精度が悪くなる場合がある。また現場密度は地点が異なれば違うのが当然であり，その場合測定値のバラつきが測定誤差によるものであるか現場密度のバラつきによるものであるかを見きわめることはむつかしい。

アスファルト舗装要綱においては砕石路盤の場合の現場密度のバラつきを工事の実態等より測定誤差も含めて最大乾燥密度の２％程度と考えている。したがって異常な測定値に対しては範囲を利用した棄却検定等を行い，その後のバラつきが２％以内になるように品質管理を行えばよい。

アスファルト舗装要綱の検査方式について述べると砕石路盤の締固め度の場合，各数値は次の



図－2　転圧回数および突固め回数と乾燥密度の関係

表－1　現場密度測定別による特性

（日本道路公団試験所報告　名神高速道路篇　P. 2－292　昭39より）

測定法	利点	欠点
注砂法（JISと改訂法）		測定値が一般に大きめに出る。ばらつきがやや大きい。
突砂法（舗装要綱法）	すべての土質，含水条件に適用でき，測定値の正確さ，ばらつきは実用上許容し得る範囲内である。注砂法に比べ器具が簡単である。	砂質土で含水比が高い場合，すなわちW90付近では，測定値が約10%大き目に出るので適用できない。突棒で穴の底を突かないよう，穴をなるべく円筒型に掘る注意がいる。
バルーン法（ボリューム）（メジャー法）	乾砂を必要とせず，測定法としては最も簡便である。	測定値が5～10%低目に出る。ただし，粘土，粘土砂まじり土では5%大き目に出るなど，正確さに欠ける。測定値のばらつきが大きい。
コアカッタ法	乾砂を必要とせず，測定法としては簡便，粘土を除いては（比較的硬い粘土）礫さえなければ，測定値の正確さは良く，ばらつきも少ない。	礫まじり土（+0.8mm以上）には使えない。粘土では測定値がやや大きく出過ぎる。

とおりである。[5]

S_L ：９３％（下限規格値）

σ ：2.0％（標準偏差の目標値）

P_0 ： ７％（合格させたいロットの不良率の上限）

P_1 ：３０％（不合格としたいロットの不良率の下限）

α ： ５％（生産者危険率）

β ：１０％（消費者危険率）

したがってこれらの関係より試料数は１０個必要でありその合格判定値$\bar{X}_{10}$ は

$$\bar{X}_{10} = (S_L + K_{P1} \cdot \sigma) + K_P \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

$$= (93 + 0.526 \times 2.0) + 1.282 \times \frac{2.0}{\sqrt{10}}$$

$$\fallingdotseq 95\%$$

となる。しかしながら望ましいロットは不良率（下限規格値を下回る試料の割合）が７％以下のロットであり，その場合の締固め度m_0 は

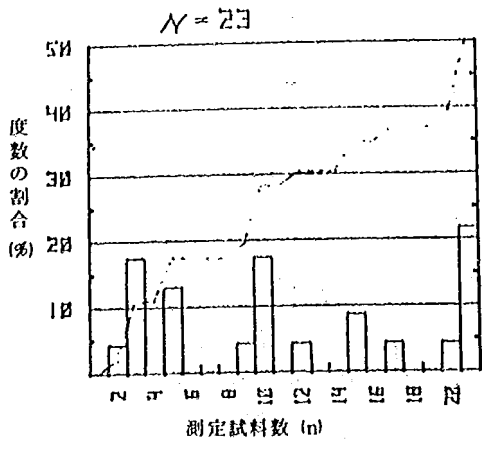
$$m_0 = S_L + K_{P0} \cdot \sigma$$

$$= 93 + 1.476 \times 2.0$$

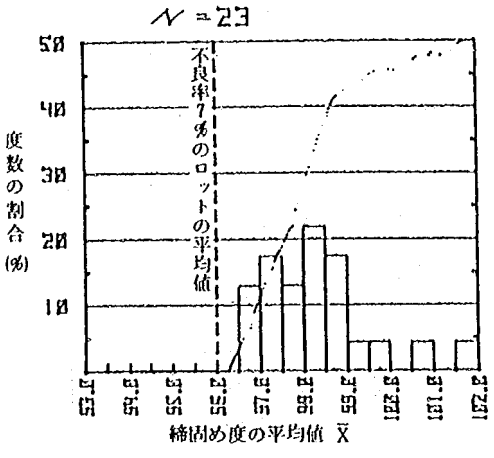
$$= 96\%$$

が要求される。この場合ロットの締固め度の標準偏差が2.0％程度であることが必要である。

実際の舗装工事について検討した結果を以下に述べる。図－３，図－４，図－５は昭和５０

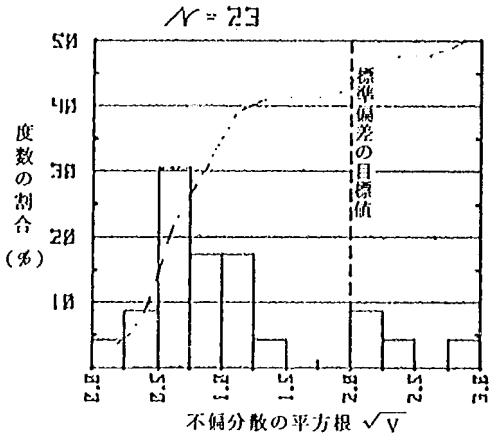


図－３　測定試料数と度数の割合

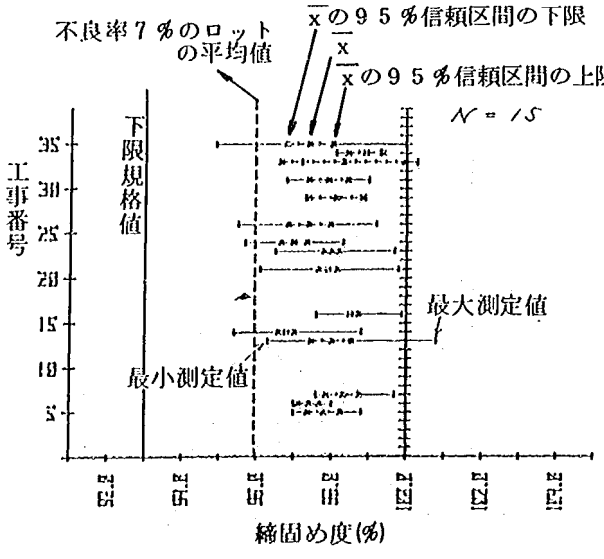


図－４　締固め度の平均値と度数の割合

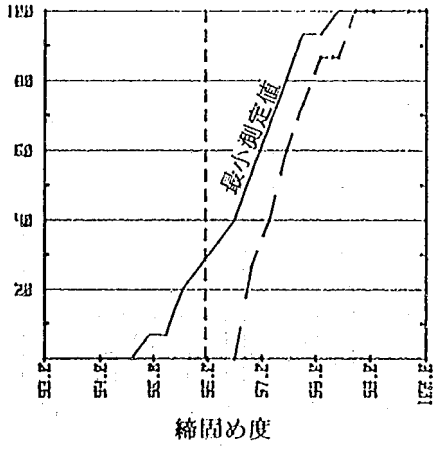
年度に北海道開発局，建設省，および各県によって施工された表層，基層の加熱アスファルト混合物の総量が3,000～10,000トンの舗装工事３９件のうち，粒調砕石路盤を採用した２３件の工事の締固め度の試料数n，平均値$\bar{X}$，および不偏分散の平方根$\sqrt{V}$のヒストグラムである。$\bar{X}$は２３件の工事全部が不良率７％のロットの平均値m_0＝９６％を満足しているが，$\sqrt{V}$は４件の工事が標準偏差の目標値σ＝2.0％からはずれている。２３件の工事のうちnが６以上の１５件について最小測定値，$\bar{X}$の９５％信頼区間および最大測定値を図示したものが図－６である。図－７は最小測定値および$\bar{X}$の９５％信頼区間の下限の累計曲線である。また同様に図－８は標準偏差の９５％信頼区間を図示したものであり，図－９はその上限の異計曲線である。これらの図より標準偏差の９５％信頼区間が２％を満足し，$\bar{X}$が９７～９８％以上であればロットの不良率は７％を十分満足しているものと考えられる。このバラつきの程度は表層および基層のコア密度のバラつきの程度と同程度である。



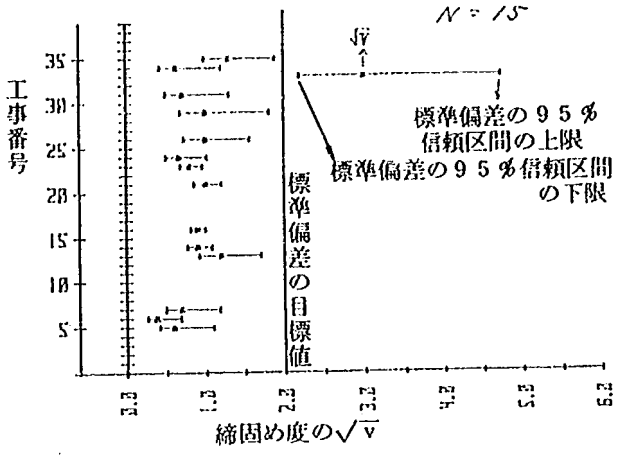
図－５ $\sqrt{V}$と度数の割合



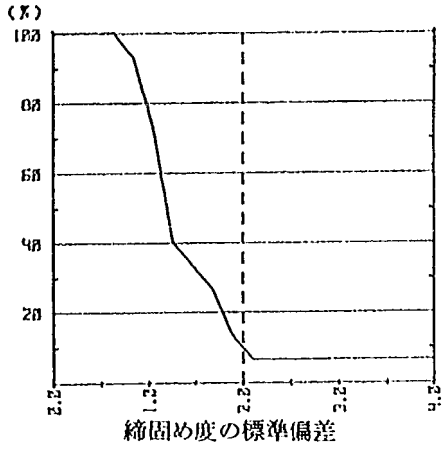
図－６ 締固め度の平均値の９５％信頼区間と最大および最小測定値



図－７ 締固め度の平均値の９５％信頼区間の下限および最小測定値の累計曲線



図－８　締固め度の $\sqrt{V}$ の９５％信頼区間



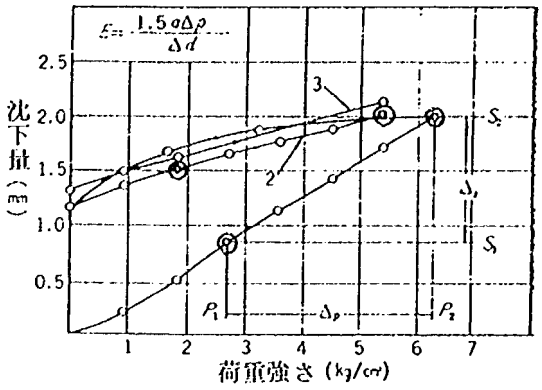
図－９　$\sqrt{V}$ の９５％信頼区間の上限の累計曲線

表－２　細粒材の多少と粒状材料の性質

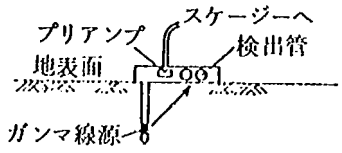
細粒材の多少	ない場合	十分な場合	多すぎる場合
締め固めの難易	困難	容易	困難
密度の大小	小	大	小
透水性の有無	透水性大	透水性小	不透水性
凍上の危険性	な し	危険性あり	危険性大
含水による安定性の変化	含水量に無関係	変化する	大きく変化する

1－（ウ）について

現在の砂置換法に代わる締固め度のチェック方法として(1)締固めた土の強度特性を測定して判断する方法，(2)現在の測定法の改良が考えられる。(1)の方法ではドイツで実施されている平板載荷試験を利用した方法がある。この方法は同一箇所で２回試験を行い，試験結果より求まる地盤の弾性係数E_1とE_2（または支持力係数K_1とK_2）の比が一定値以下となることを規定する方法である。（図－１０）[6]（２）の方法ではラジオアイソトープを利用した方法がある。（図－１１）[9]この方法は非破壊測定で測定時間が短く，個人差がない等の長所がある反面，計器が比較的高価であり，法律（放射能関係）による取扱い規制がある等の問題点も有している。関東ロ

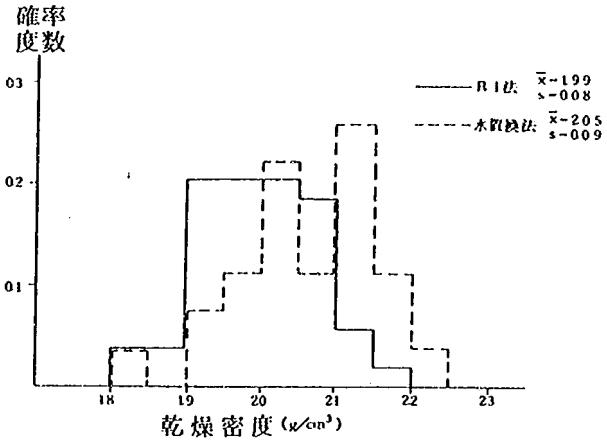


図－１０　２回載荷の例



図－１１　表面型密度計（透過型）

ーム等の細粒度に対しては良い結果を示しているが，レキまじりの土質に対しては図－１２[8]に示すように従来の方法との間に偏りが見られ，今後さらに検討が必要とされる。



図－１２

２－（ア）について

青森，宮城，埼玉，東京，新潟，愛知，兵庫，鳥取の１都７県に問い合わせた結果，ほとんどアスファルト舗装要綱と同じ方法であったが，頻度については施工面積５００～1,０００m^2に１回実施している県が３県あった。

２－（イ）について

液性限界をＬＬ，塑性限界をＰＬとすると，現行の土質試験法では次のような場合ＮＰと報告することになっている。

(1)　ＬＬ，またはＰＬが求められない場合

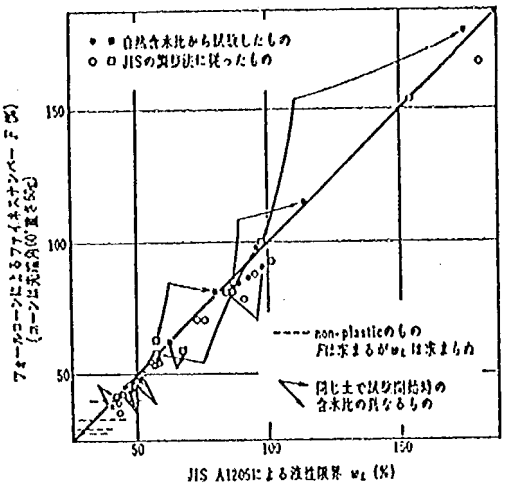
(2)　ＰＬがＬＬと等しいかまたは大きい場合

そしてＬＬを求める方法は落下回数３５～２５回のもの２個，２５～１０回のもの２個の結果から内そう法によって求める事になっている。したがってこの考え方によればこの場合はＮＰと考えられる。しかしこの試験法は人為的な要素が入りやすい試験法であるから再度実施するとともに次のような方法でＬＬを推定する事も一つの方法であろう。

(1) 試料が初めて1.5㎝以上合流した落下回数を所定の落下回数と見なす。

(2) 落下回数25回以下の試験を多数行い，外そう法によってＬＬを求める。

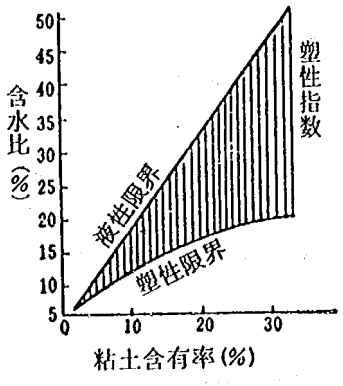
(3) ＰＩが粘土分含有量に比例することを利用したり一定法やコーン法[2]によってＬＬを求める。（図－１３）



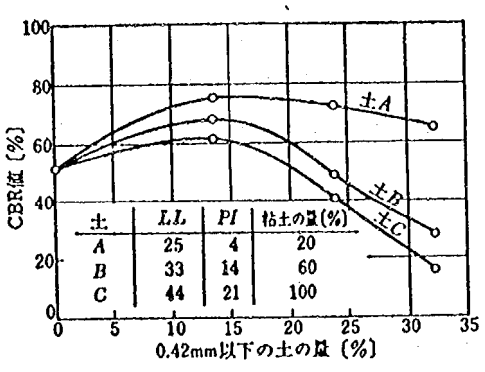
図－１３　ファイネスナンバーと液性限界との関係（箭内寛治[27]による）

2－（ウ）について

舗装要綱優先である。粒状材料の諸性質は細粒分，特に0.074㎜通過量の量と質によって支配される。（表－２）[11] したがって0.074㎜通過量は締固めができる範囲でできるだけ少いことが望ましい。塑性指数ＰＩは粘土分の含有量に比例するから，0.0074通過量が少くなればＰＩも小さくなるが必ずしもＮＰになるとは限らない。よって過去の経験等により現在の規格値が定められたものである。（図－１４，図－１５）



図－１４



土	LL	PI	粘土の量(%)
A	25	4	20
B	33	14	60
C	44	21	100

図－１５　CBR値に及ぼす土の量と塑性との影響（Deklotz）

（参考文献）

(1) 久野悟郎「土の締固め」技報堂

(2) 土質工学会「土質試験法」

(3) RRL「Soil Mechanics for Road Engineers」HMSO 1952

(4) 吉本彰「道路工学・舗装編」学献社
(5) 遠藤，斉藤「道路舗装の品質管理」鹿島出版会
(6) 松野，南雲他「アスファルト舗装に関する試験」建設図書
(7) 土質工学会ＲＩ利用法研究委員会「砂置換法（ＪＩＳＡ１２１４）および表面型ガンマー線密度計中性子水分計の精度評価（その１），（その２）」土と基礎１９７２−１２，１９７３−１．
(8) 土木研究所施工研究室「礫混り土の盛土施工管理」土木研究所資料第１０４０号Ｓ５０．６
(9) 鳴津晃臣「現場計測（２２）――ＲＩによる土の現場密度・含水量の測定」土木技術資料１９７４−１
(10) 山本，水品「道路施工管理用密度計水分計に関する研究（その１）」土と基礎１９６８−１
(11) 松野，養王田他「道路舗装の設計」山海堂

（舗装研究室）

2 − 4

石粉（コーラルリーフロック）の等値換算係数について　（52. 沖縄）

（質　問）

本県では，従来から良質の路盤材として使用されてきた石粉（イシグ）（コーラルリーフロック）があり，現在等値換算係数0.25を用いて下層路盤に使用しておりますが，現実には，修正，ＣＢＲが80を越すのが，ほとんどである（具志川市勝南コーリー52％，具志頭村新垣コーラル72％）ことから，等値換算係数の変更が考えられますが，土研の見解をお伺いしたい。

※各産地でのＣＢＲ結果……沖縄県建設材料試験所発行〝試験年報〟参考

また等値換算係数を決定するに必要な試験について御教示願いたい。

沖縄総合事務局 道路管理課
〃　北部国道事務所
沖縄県土木部南部土木事務所

（回　答）

良質な材料を下層路盤に用いた場合表層基層，上層路盤による荷重分散効果のためその特性を十二分に発揮できるとは限らず，おのずと下層路盤としての働きの限界がある。アスファルト舗装要綱では，下層路盤に用いる材料の等値換算係数を修正ＣＢＲ30以上のものは，0.25，修正ＣＢＲ20～30のものを0.20としているので，コーラルリーフロックも下層路盤として用いる場合はたとえ修正ＣＢＲが80以上あってもこの規定に従がえば0.25になる。

このことから，上層路盤にも使用できるような良質な材料を下層路盤に用いることは通常，経済

的ではない。沖縄で産するコーラルリーフロックは，各種の試験結果によるとすりへり減量が40%前後，ＰＩはN.P.となる場合が多いようであるから修正ＣＢＲが80以上の粒度分布の良好なものは上層路盤材料として，一応使用できるといえよう。但し，コーラルリーフの粗粒分は締固めの際，破砕されやすいため，路盤とアスコン層の境界面に細粒分の薄層が生じ，アスファルト表層が薄い場合には滑動することも考えられるので，重交通路線や勾配区間ではアスコン層を厚くするなどの配慮が必要であろう。

次に，等値換算係数の評価方法であるが，原則として試験舗装などの実交通に供した舗装の供用成績の結果により決定すべきものであろう。即ち直接的には舗設から構造破壊に至るまでの供用期間中の累積交通量NとT_Aとの間には舗装要綱（付録－５）の式から次式が成立する。

$$T_A = \frac{3.84 \times N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

N ： 供用期間中の５ｔ換算累積輪数

ＣＢＲ ： 路床土の設計ＣＢＲ

Nはひびわれ率20％に対応する累積交通量とすれば横戸試験舗装の解析からほぼ妥当な係数値がえられることがわかっている。尚ひびわれ率の代りにＰＳＩを用いるには次式からＰＳＩを計算する。

$$PSI = 4.526 - 0.371\sqrt{C} - 0.518 \log \sigma - 0.174 D^2 \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

Ｃ ： 舗装路面のひびわれ率（%）

σ ： 縦断プロフィルの基準線に対する1.5ｍ間隔毎にとった縦距の標準偏差（mm）

Ｄ ： わだち掘れ量（cm）

従って，(1)式により決定したT_Aから，等値換算係数が既知の材料・工法を用いた各層の換算厚を差引き，残りの値を試験対象層の厚さで割ると，その材料の係数値が求まる。

ただ，このように単独の舗装構成から絶対的なT_Aを求め更に等値換算係数を求めた場合，路床のＣＢＲの影響などにより誤差もあると思われるので，近接して，等値換算係数が全て既知の材料のみよりなる舗装を設け，その供用成績とも比較検討した上で，相対的に求めたT_Aから等値換算係数を決定することが望ましい。

（参考文献）

1） 日本道路協会：「アスファルト舗装要綱」（昭和50年版）

2） 安崎：「大日・横戸試験舗装の結果」 土木技術資料 Vol. 19－6（1977年）

（舗 装 研 究 室）

2 -- 5

添加剤アスファルトの効用と注意点について　（53. 関東）

（質　問）

最近，耐摩耗，耐流動用として添加剤入（ゴム系，樹脂系〔プレミックス，ラテックス〕等）アスファルト合材を使用する例が多くなって来ているが，下記の点について御教示願いたい。

1. 交通荷重（量），地域区分，混合物種類と添加剤アスファルト合材選定方法について……（構造設計方法）
2. 配合設計の方法について
3. 品質（出来形）管理での添加剤の量，物性を判別出来る方法が有るのか，又追加試験で必要なものが有るでしょうか。

（神奈川県）

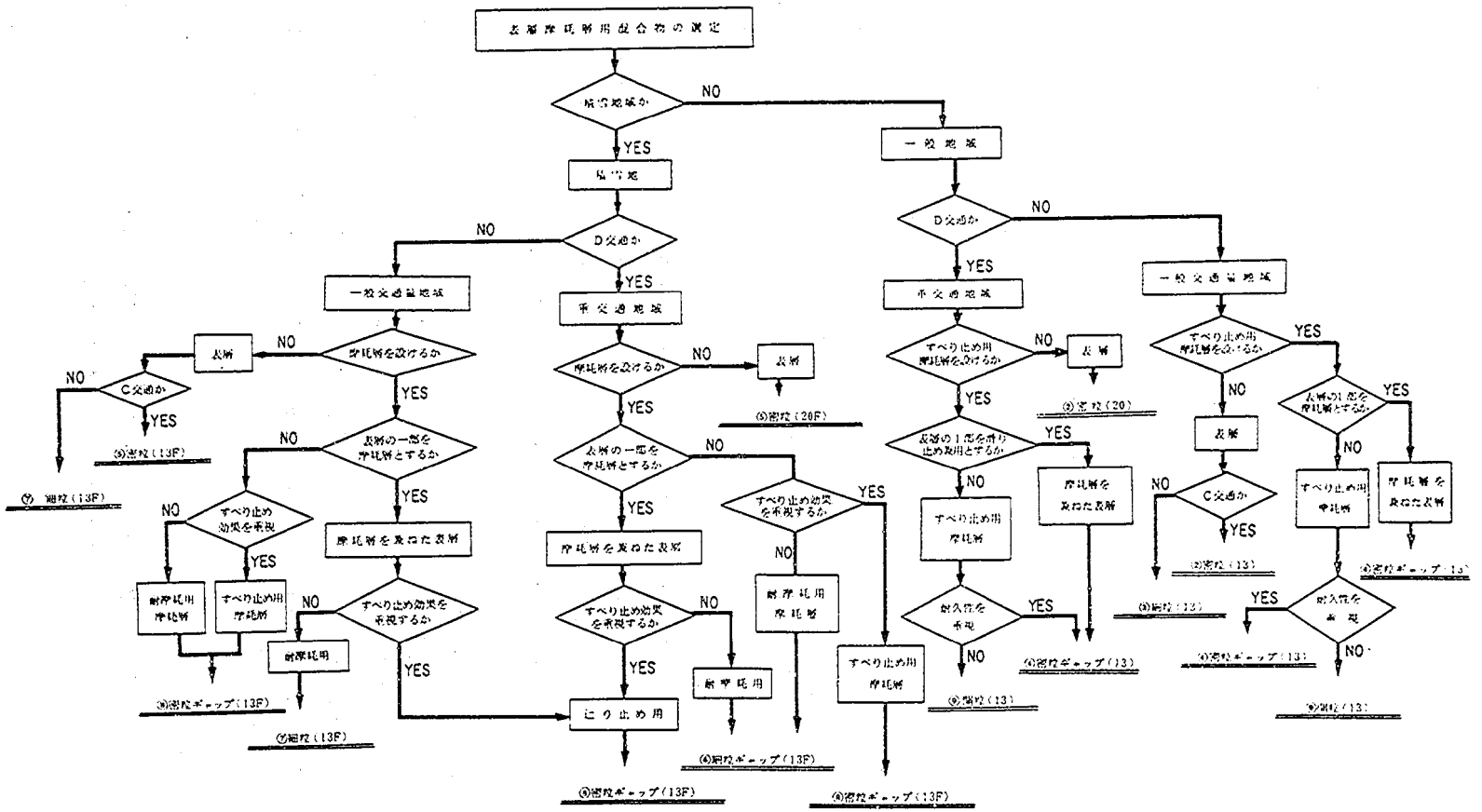
（回　答）

1. 交通荷重（量），地域区分，混合物種類と添加剤アスファルト合成選定方法

混合物を交通荷重及び地域区分によって使い分ける方法については，図－1が参考になろう。特に耐流動性耐摩耗性を必要とする場合は，ホイールトラッキング試験，ラベリング試験の結果に応じて改質アスファルトを用いるなどすればよい。改質アスファルトの主なものとして次のようなものがある。

(イ) セミブローンアスファルト

ストレートアスファルトの感温性を改善し，同時に６０℃の粘度を高めたアスファルトで，ＡＣ－１４０の名称のものが製造されている。重交通道路の流動対策個所に用いた際の試験結果を図－２に示す。動的安定度（ＤＳ）は大部分が２０００回／㎜を上回っており，耐流動性が期待できる。しかしこのアスファルトには低温域のひびわれに問題を生ずる場合もあるので，粘度比（ＴＦＯ後の６０℃粘度／ＴＦＯ前の６０℃粘度）などの品質管理に注意する必要がある。

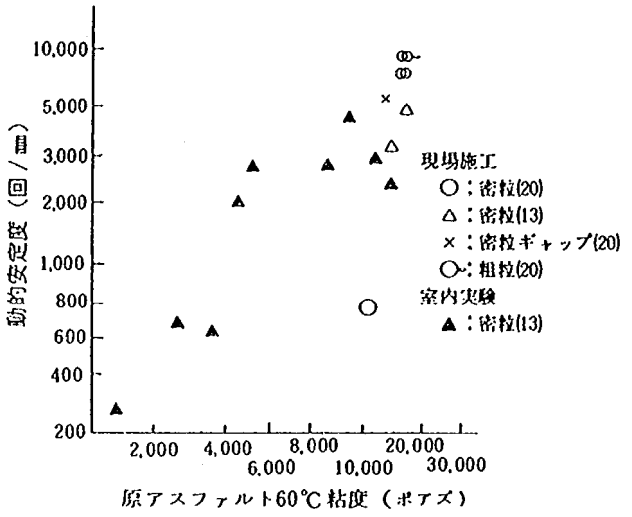


図－1　アスファルト混合物種類の選定方法例[1)]

(ロ) ゴム入りアスファルト

タフネス，テナシテイの増加に重点を置いた改質アスファルトで，ゴムは天然ゴム（ＮＲ）スチレンブタジエンゴム（ＳＢＲ）のラテックスまたは，そのアスターバッチが使用されている。

岡部試験舗装の結果によれば，ゴム入りアスファルト区間の流動はストアス区間の1/2 ～ 1/3程度であり，その効果がうかがえる。しかし宮野木試験舗装の結果では，ゴム入りアスファルト区間は路面のたわみ量を小さく保つのに効果があり，密粒度アスコンの場合が顕著であるという結論を得ているが，流動に対する効果は明らかでない。このようにゴムアスの効果は使用される場所によってその評価が一様ではない。この原因としては，ゴム入りアスファルトの種類が多様であることがあげられる。このためアスファルト舗装要綱では材料規格を定め，一定の品質のものを使用することに改善された。



図－２　アスファルトの６０℃粘度と混合物の動的安定度

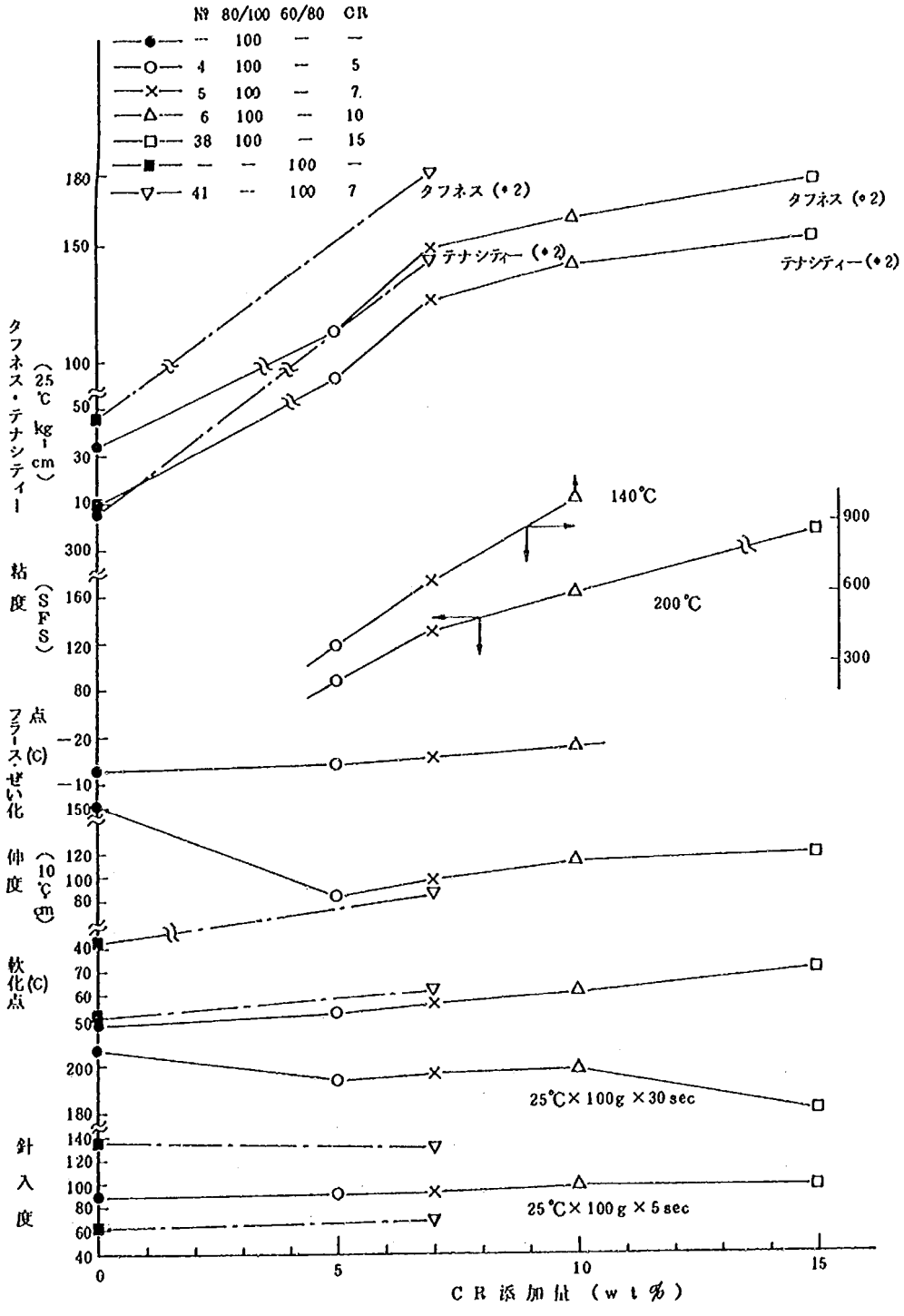
ＳＢＲの他に，本四特別委員会ではクロロプレンラバー（ＣＲ）入りのゴム入りアスファルトを試作検討した。（図－３参照）温度－粘度曲線から得られる混合温度，締固め温度は前述のゴム入りアスファルトと近似しており通常の施工方法で施工可能な材料である。この改質アスファルトは本四舗装基準（案）に採択され，長浦試験舗装，新二子橋，千住新橋に使用されている。

(ハ) 熱可塑性樹脂入りアスファルト

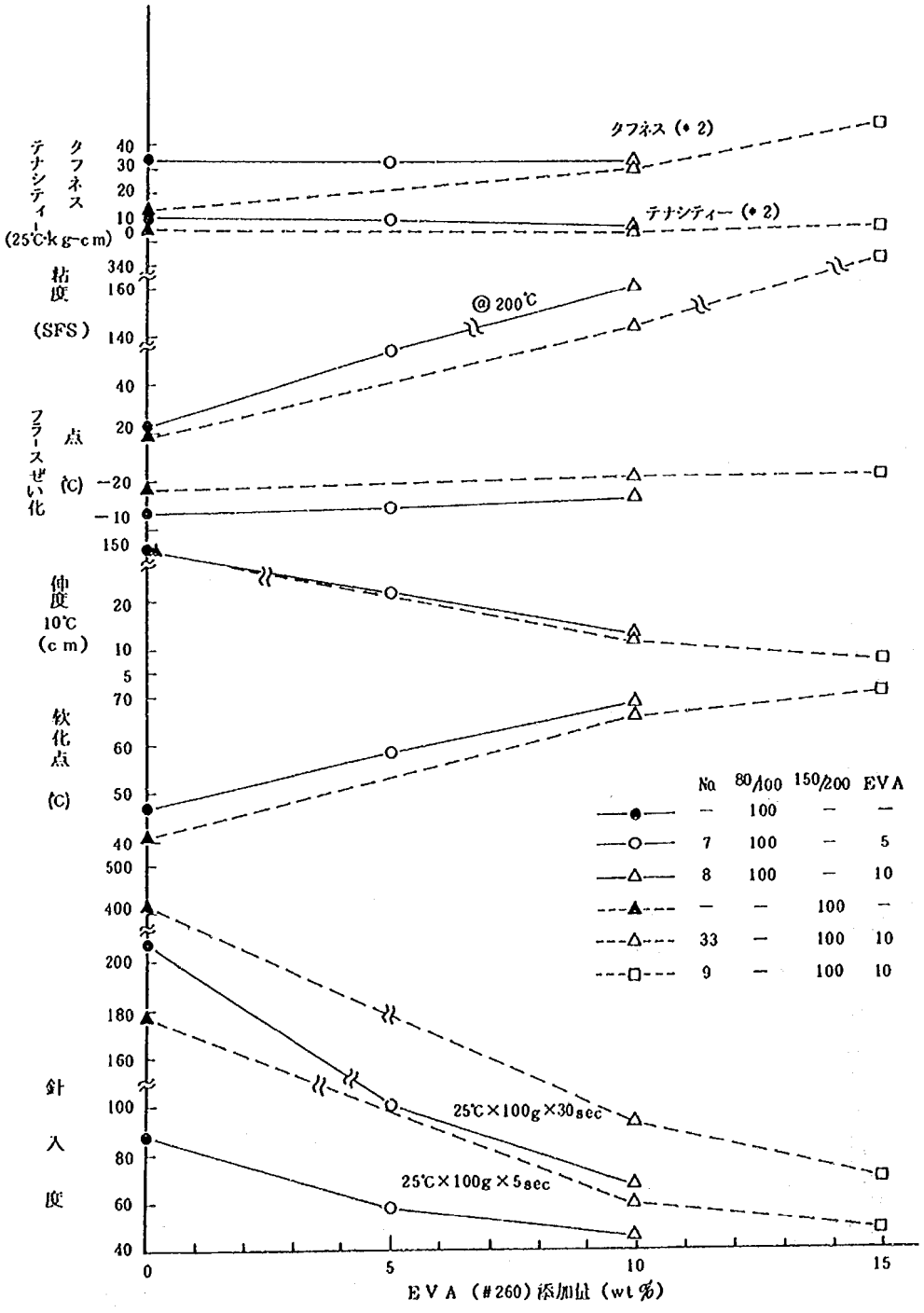
アスファルトにEthylene Vinyl Acetate(ＥＶＡ)，Ethylene Ethyle Acrylate(ＥＥＡ)など，熱可塑性樹脂を混入したもので，耐流動性，耐摩耗性等を改良したものである。本四特別委員会で検討した結果を図－４～５に示す。ＥＶＡ，ＥＥＡとも添加によって伸度が低下するため，タフネス，テナシテイ測定時の短延伸時に破断が起り，みかけのタフネスが小さい値を示す傾向にある。このことから低温時のひびわれに問題が残っている。

(ニ) ゴム，樹脂入りアスファルト

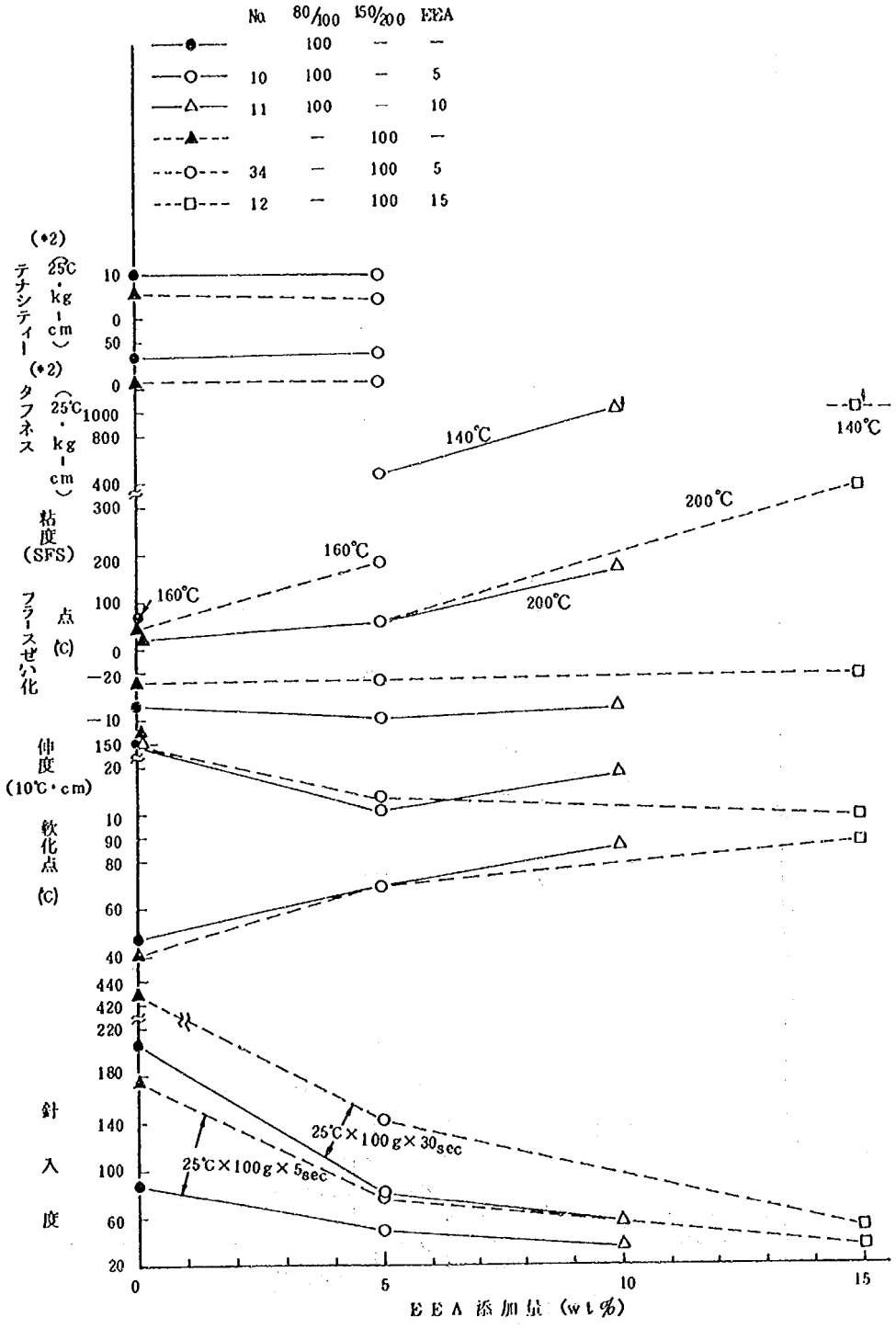
アスファルトにＳＢＲ，ＮＲなどのゴムと，ＥＶＡ，ＥＥＡなどを複合して混入したもので，熱可塑性樹脂入りアスファルトの低温伸度，付着性をゴムを添加することによって改善したも


№ 80/100 60/80 CR
— — 100 — —
4 100 — 5
5 100 — 7
6 100 — 10
38 100 — 15
— — 100 —
41 — 100 7
タフネス (•2)
テナシティー (•2)
タフネス (•2)
テナシティー (•2)
140℃
200℃
25℃× 100g × 30 sec
25℃× 100g × 5 sec
タフネス・テナシティー (25℃ kg-cm)
粘度 (SFS)
フラース・ぜい化点 (℃)
伸度 (10℃ cm)
軟化点 (℃)
針入度
CR 添加量 (wt%)

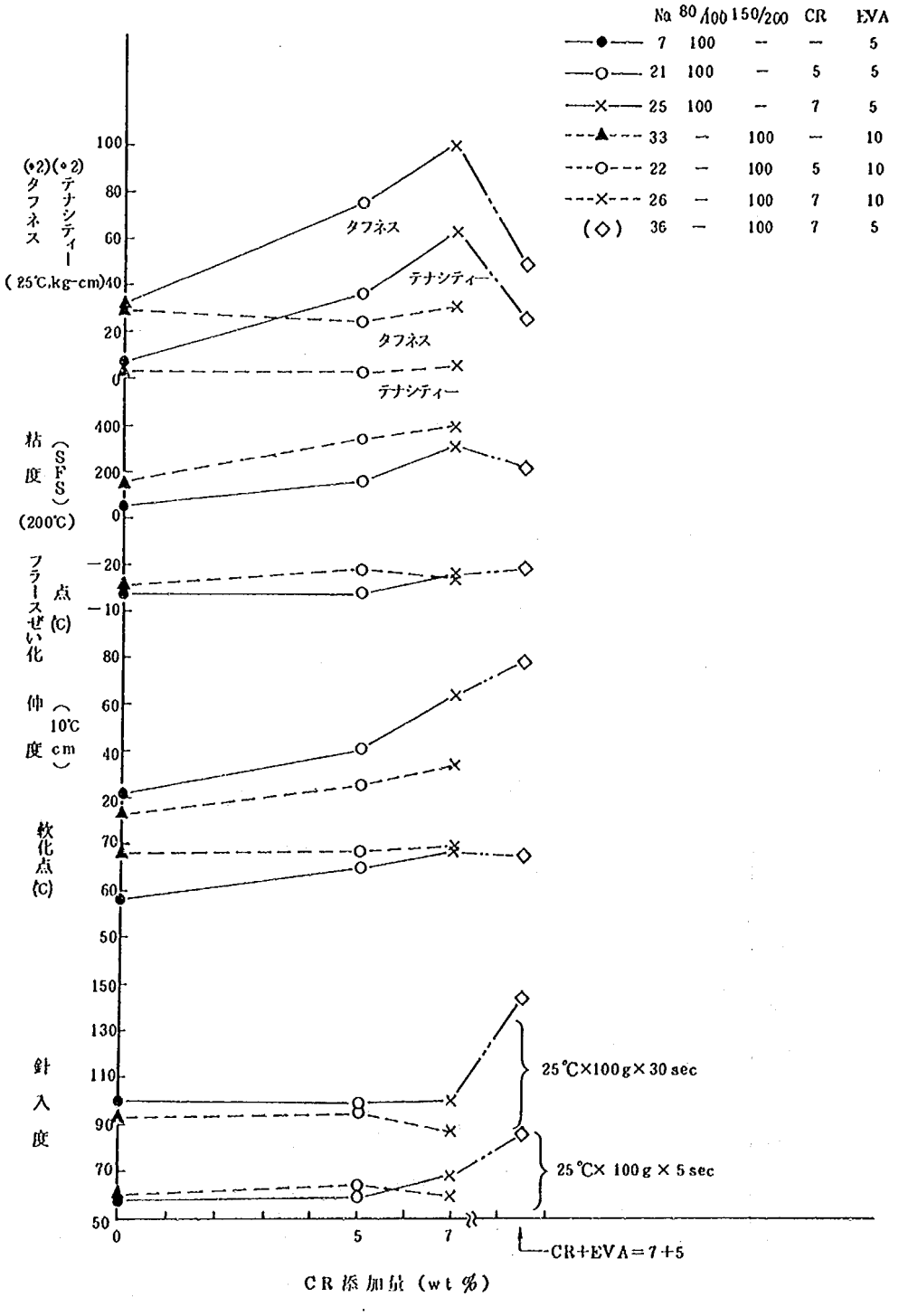
図－3　CR添加効果


タフネス (♦2)
テナシティー (♦2)
@200℃
25℃×100g×30sec
25℃×100g×5sec
No. 80/100 150/200 EVA
— 100 — —
7 100 — 5
8 100 — 10
— — 100 —
33 — 100 10
9 — 100 10
EVA (#260) 添加量 (wt%)

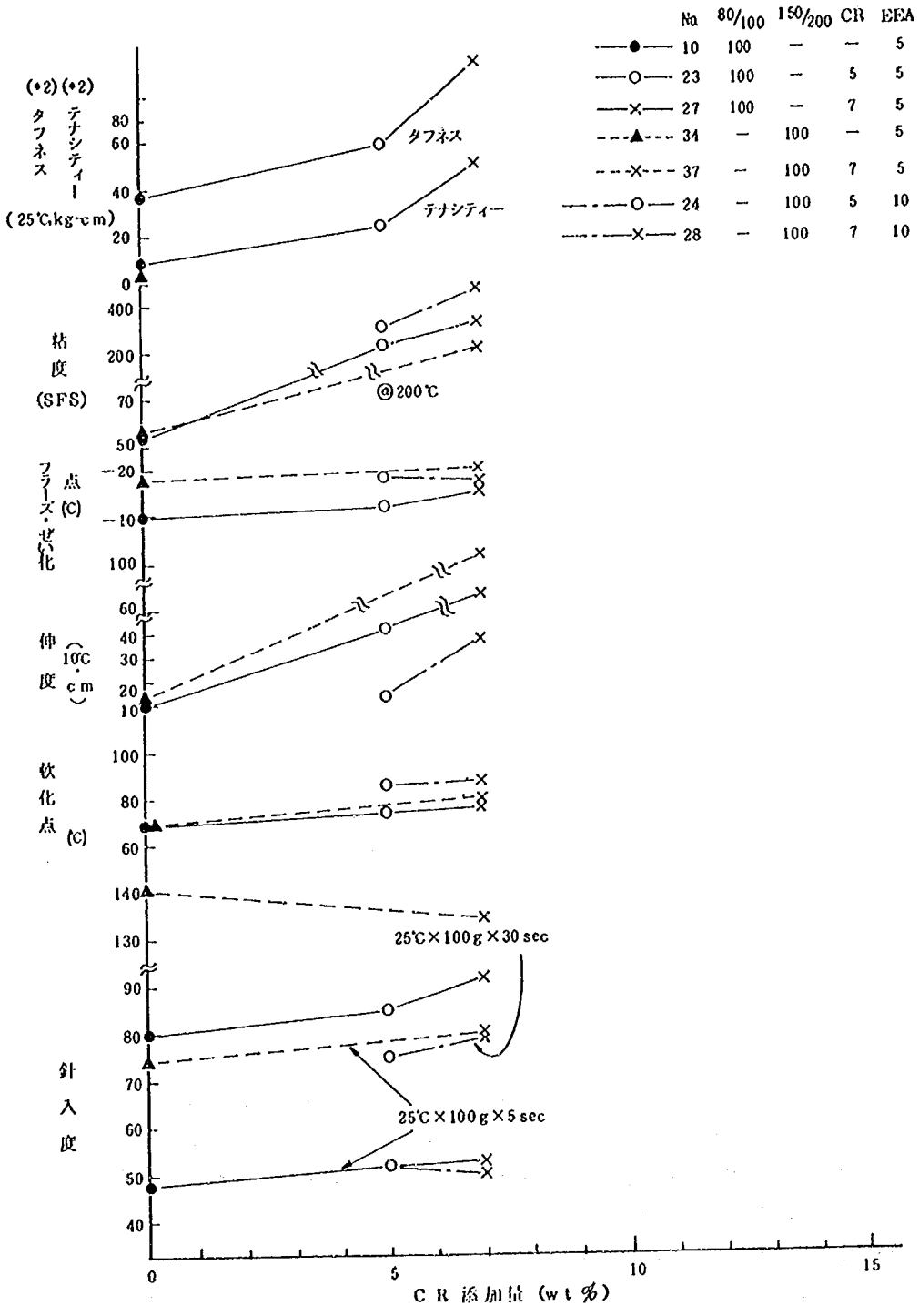
図－4　ＥＶＡ添加効果


No.
80/100
150/200
EEA
100 — —
10 100 — 5
11 100 — 10
— 100 —
34 — 100 5
12 — 100 15
(*2)
テナシティー (25℃ kg-cm)
(*2)
タフネス (25℃ kg-cm)
粘度 (SFS)
フラースぜい化点 (℃)
伸度 (10℃・cm)
軟化点 (℃)
針入度
160℃
200℃
140℃
25℃×100g×30sec
25℃×100g×5sec
EEA 添加量 (wt%)

図－5　EEA添加効果



図－6　CR＋EVA添加効果



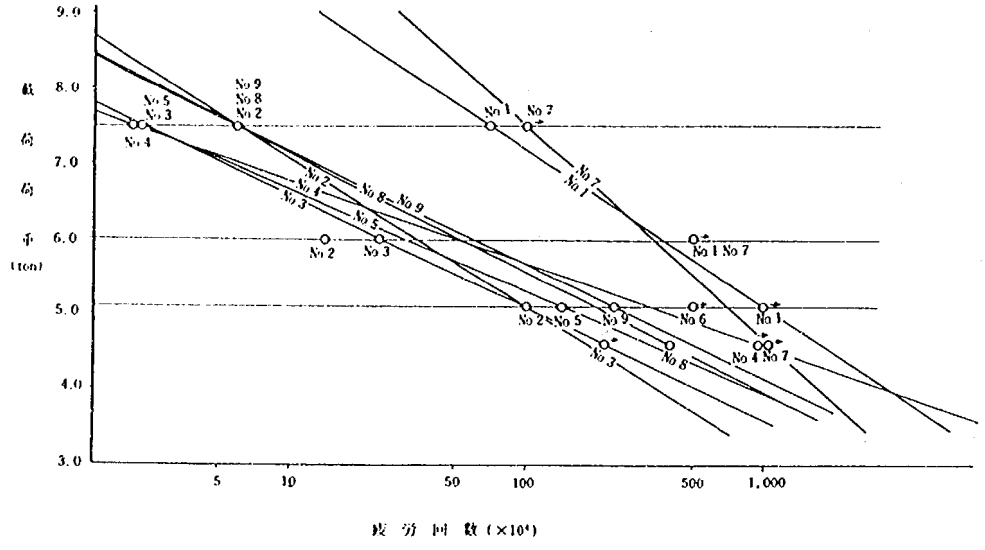
図－7　CR＋EEA 添加効果

のである。（図－６～７参照）

(ﾎ)　エポキシアスファルト

熱硬化性のエポキシ樹脂をアスファルトで変成したものである。一般に主剤と硬化剤の２液型として使用される。土研で実施した鋼床版舗装のくり返し曲げ試験結果（図－８参照）ではグースアスファルトや改質アスコンよりも同一載荷重における疲労抵抗性が良好である。米国では，橋面舗装に用いられ，（San Mateo Hayward橋（鋼床版）Oakland Bay 橋（コンクリート橋））成功している。

しかし国内の施工例（国道１６号，千葉県長浦地区に実施した橋面舗装に関する長浦試験舗装昭和５１年３月）では，必ずしも良好な結果が得られていない。



図－８　疲　労　曲　線

2.　配合設計方法

耐流動，耐摩耗性を図る混合物の配合設計方法は，アスファルト舗装要綱の５－３配合設計および７－３－１耐流動対策，７－３－３耐摩耗対策の項を参考に決める必要がある。

耐流動性混合物では，A_S 量が重要な要因になる。配合設計には，７５回突き固めによるのが適切であるということから，その基準を示している。また５０年版要綱まではアスファルト量の共通範囲は空げき率によって上限値を飽和度によって下限値を規制されやすかった。しかし流動に問題のある個所での空げき率は２～３％，飽和度は８５～９０％に達しているなどの事実から飽和度と空げき率の範囲に修正を加えている。

さらに幕張試験舗装の観測結果などから，ホイールトラッキング試験は混合物の流動性状の予測にかなり有用であることが確められ，評価特性値の動的安定度（Dynamic Stability）

の目標値は１５００回／mmとしている。尚，施工に関連する問題であるが，舗装が供用されてから比較的初期に現われる圧密＋塑性変形による流動は混合物の初期空げき率と密接な関連があり，初期空げき率の高い混合物は流動抵抗性に劣る傾向があるので，十分な締固めによって骨材のかみ合わせを高度に発現させることが流動防止の基本原則である。

耐摩耗性混合物では，北海道開発局，東北地建，北陸地建での研究成果をとり入れている。このうち配合設計方法に関係するものを列記すると次のようになる。

(イ) アスファルトモルタルの場合にはできるだけD／Aを大きくとり，安定度が最大になるように配合を決めれば，同時にすりへり抵抗の大きいものが得られる。しかしD／Aを大きくすることは施工性の点で限界があるため，実用的にはD／A＝1.35程度のものになる。

(ロ) すりへり量が1.3cm以下のものは，摩耗層または表層の１５mmの厚さが消失して部分的に基層が露出するまでの期間が約７年（推定交通量５００～６００万台）で良好であった。

(ハ) 摩耗におよぼす配合因子としては，A_S 量，0.074mmフルイ通過量およびF／Aではプラス，2.5mmフルイ通過量ではマイナスの要因効果があるので配合設計に考慮すべきである。

(ニ) 2.5mmと0.3mmのフルイ通過量の差が５％以内のギャップ粒度のアスコンは耐摩耗性に優れている。

アスファルト舗装要綱では，これらの技術的な判断にもとづいて，７－３－３耐摩耗対策をまとめているのでそれに従った配合設計が有効である。

（舗装研究室）

3. 品質（出来形）管理での添加剤の量，物性を判別方法

(1) 各種の改質（添加剤入り）アスファルトが市販されている。市販品に混入されている添加剤の種類及び量については必ずしも明らかにされていないが，一般に次の種類の添加剤が用いられていると考えられている。

- ゴム入りアスファルト……a）
  - スチレンブタジエンゴム（ＳＢＲ），天然ゴム(NR)
  - イソプレンゴム（ＩＲ），ブタジエンゴム（ＢＲ）
  - クロロプレンゴム（ＣＲ），エチレンプロピレンターポリマー（ＥＰＴ）
- 熱可塑性樹脂入りアスファルト……b）
  - ポリエチレン（ＰＥ），ポリプロピレン（ＰＰ）
  - ポリスチレン（ＰＳ），
  - エチレン酢ビ共重合体（ＥＶＡ），エチレンエチルアクリレート（ＥＥＡ）
- ゴム・熱可塑性樹脂入りアスファルト……c）｛a）と　b）の混合

これらの添加剤は，いずれもアスファルトと同じく，有機（炭化水素）化合物で，アスファルトとの分離定量が困難である。アスファルト中のゴムの定量方法として，よう素価測定法およ

び赤外線分析法があるが，前者は天然ゴムにしか適用できず，後者はＳＢＲにしか適用できないと思われ，また，その測定精度も十分には明らかにされていない。したがって，現在のところ，アスファルト中のこれら添加剤の定量法は無いと云わざるを得ず，今後の研究が期待される。

(2) 添加剤を混入した改質アスファルトの物理的性質は，ストレートアスファルトの性質とは可成り異ると云われているが，添加剤の種類によっても，ベースとなるアスファルトの種類によっても，添加剤による改質の効果が異るため，改質アスファルトの物理的性質から添加量を測定することは困難である。

(3) アスファルト舗装要綱（日本道路協会，昭和５３年６月改訂）では，ゴム入りアスファルトに限って，その標準的性状を示している。（表－１，２）。この標準的性状は，ゴム入りアスファルトのゴム量を規定するものではなく，ゴム入りアスファルトは少くともこの程度の性質をもつ必要性を示したもので，特に，骨材に対する把握力，粘着力を示す指標としてタフネス・テナシティーの試験値を定めることにより，ゴム混入によるアスファルトの改質効果の目安としている。

表－１　プレミックスタイプゴム入りアスファルトの標準的性状

項目 ＼ 種類	６０～８０	８０～１００
針入度（２５℃，１００g，５秒）	６０を超え８０以下	８０を超え１００以下
軟化点 ℃	４８.０～５６.０	４６.０～５４.０
伸度（７℃）cm	２０ 以上	５０ 以上
蒸発後の針入度比 %	１１０ 以下	１１０ 以下
薄膜加熱重量変化 %	０.６ 以下	０.６ 以下
薄膜加熱後の針入度 %	５５ 以上	５５ 以上
三塩化エタン可溶分 %	９５ 以上	９５ 以上
引火点 ℃	２６０ 以上	２６０ 以上
比重（２５℃／２５℃）	１,０００ 以上	１,０００ 以上
タフネス（２５℃） Kg・cm	６０ 以上	５０ 以上
テナシティ（２５℃） Kg・cm	３０ 以上	２５ 以上

〔注〕 タフネス，テナシティ試験方法はベンソン法に準拠する。ただし試料採取量は５０ｇとし，引張り速度は５００㎜／ｍｉｎ，チャートスピードは１.０００㎜／ｍｉｎ，測定対象伸び３０cm，チャートからの換算は重量法または面積法とする。なお，面積法を用いる場合はプラニメータの操作を十分注意して行わなければならない。

表－2　プラントミックスタイプのゴム入りアスファルトの標準的性状

原料として用いた舗装用石油アスファルトの性状と対比すると次のような性状を示している。

軟　化　点	℃	＋ 5 以上
伸　　度	（7℃）cm	＋50 以上
タ フ ネ ス	（25℃）Kg・cm	＋15 以上
テ ナ シ テ ィ	（25℃）Kg・cm	＋ 8 以上

（化学研究室）

2－6

針入度40～60の舗装用石油アスファルトの使用について

（52. 沖縄）

（質　問）

本県は太陽熱線の特に強い亜熱帯地域であり，夏場日中の路面温度はかなりの数値を呈している。近年上層路盤に漉青安定処理等を用いた舗装が広く使われるようになってきましたが，表層基層のアスファルト舗装を考えると撓み舗装厚が厚くなり，時間経過と共に流動(?)を起し，不陸を招くと思いますが，針入度40～60の採用は如何か，土研の見解をお伺いしたい。

（沖縄県土木部南部土木事務所）

（回　答）

(1) アスファルト舗装の層の温度分布に関する調査研究例によれば，おおよそ次の傾向が得られている。

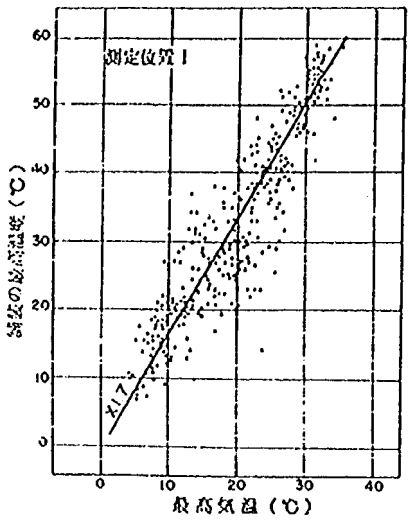
1）気温×1.6が舗装表層の温度に近似する（図－1参照）。

2）気温×1.2が舗装基層の温度に近似する（図－2参照）。

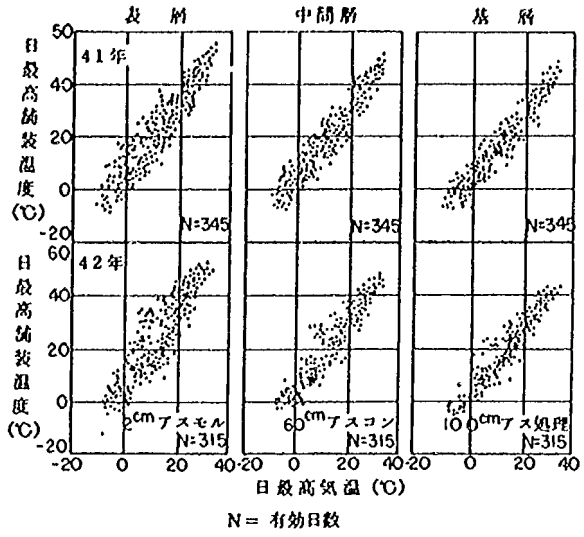
3）アスファルト層は表面に近いほど気温の影響を受けやすく，表面から遠ざかるにしたがって，受けにくくなる（図－3参照）。

4）舗装表面の温度（X℃）と層内最高温度（Y℃）との間には，Y＝aX＋bの関係がある。勾配aは20cm以上では，一定で0.8に収束する，20cm以下ではこれより大きくなり，薄層ほど層内温度変化が大きいといえる（図－4参照）。

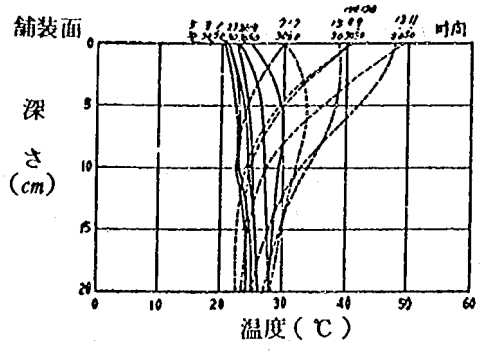
アスファルト舗装の塑性変形は，供用時最高温度において引き起こされる場合が多くそれは，



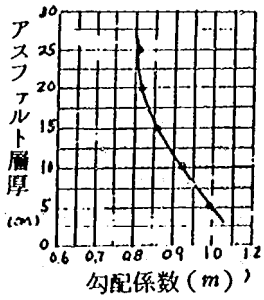
図－1　舗装表面の最高温度と最高気温



図－2　日最高気温と舗装体各層日最高温度（No.6 幕別）



図－3　深さと温度



図－5　厚さと勾配係数

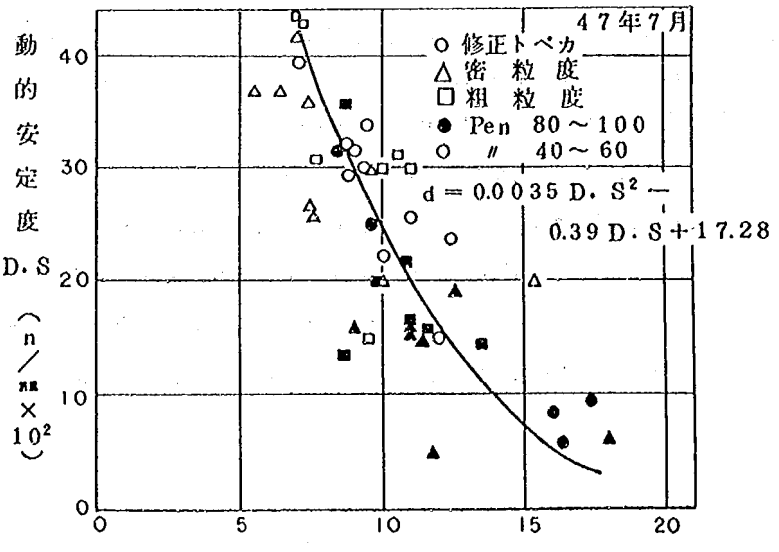
図－1などに示したように50～60℃ にも達することが明らかで60℃付近におけるアスファルト混合物の変形特性の改善が必要である。

(2)　幕張試験舗装の調査ならびに室内でのホィールトラッキング試験の結果から，耐流動性を考慮した混合物の配合設計には，現行のマーシャル特性値のみで対処することには限界があり，ホィールトラッキング試験による動的安定度（ＤＳ）（回/mm）を増す要因を検討することが効果的である。ＤＳを高める要因には表－1がある。

動的安定度の目標値については定まったものはないが，幕張試験舗装の調査では，45℃で実施したホィールトラッキング試験でのＤＳと，わだち掘れ量の間には，図－5に示す関係があり，累計大型車交通量500万台通過時（Ｃ交通で約5年経過）において許容できるわだち掘れ量10mmに相当する，2,500（回/mm）を提案しているので，これを目標とした配合，材料の検討が必要となる。要因表によれば材料の検討として針入度40～60のアスファルトの使用が効果的であるとしている。

表--1　要　因　表

要　　因	大←DS→小	備　　考
アスファルト量	少　多	OAC－0.3％が有効 75回突マーシャルによる検討
アスファルト針入度	小　大	80～100より40～60が有効 60℃ VISを高める
粒　　度	粗　細	開粒度＞粗粒度＞密粒度＞細粒度の順で有効 2.5㎜通過量の高い配分
粗骨材量	多　少	チッピングなどの処置が有効 チップ材は6号が良い
セメント・硝石灰などの使用	多　少	フィラーの定量に使用 消石灰は25％以内で，多い方が有効
樹脂アス ゴムアスの使用	多　少	NR，SBR，EVA，EEAなどをアスファルトに添加したアスファルトを使用する。



図－5　D·Sとわだち掘れ量の関係

(3) 関東地方建設局では，昭和49年11月よりアスファルト舗装には，針入度40～60のアスファルトを使用することに踏切り，品質の暫定規格を定め，これを適用して現在にいたっている。

ここでの調査結果として表－2が示されている。これによれば幕張試験舗装で施工された針入度80～100を使用した密粒度アスコンは，車線条件が同一である全層打換え4車線道路のわだ

ち掘れの変化率の約2倍に相当しており針入度40～60の効果がうかがえる。同表では修繕における1層オーバレイ（粗粒度アスコン）の個所のわだち掘れの進行度合が最も大きく，次いで2層オーバレイ（粗粒度アスコン，密粒度アスコン）および表層，基層の打換れ個所で，最も少ないものは全層打換え（安定処理，基層，表層）の順位となっている。従って許される範囲で全層（安定処理，基層，表層）に，用いればわだち掘れの危険はより低くなるといえる。

表－2　初年度における年間路面変形率と大型車50および100万台通過時のわだち掘れ量

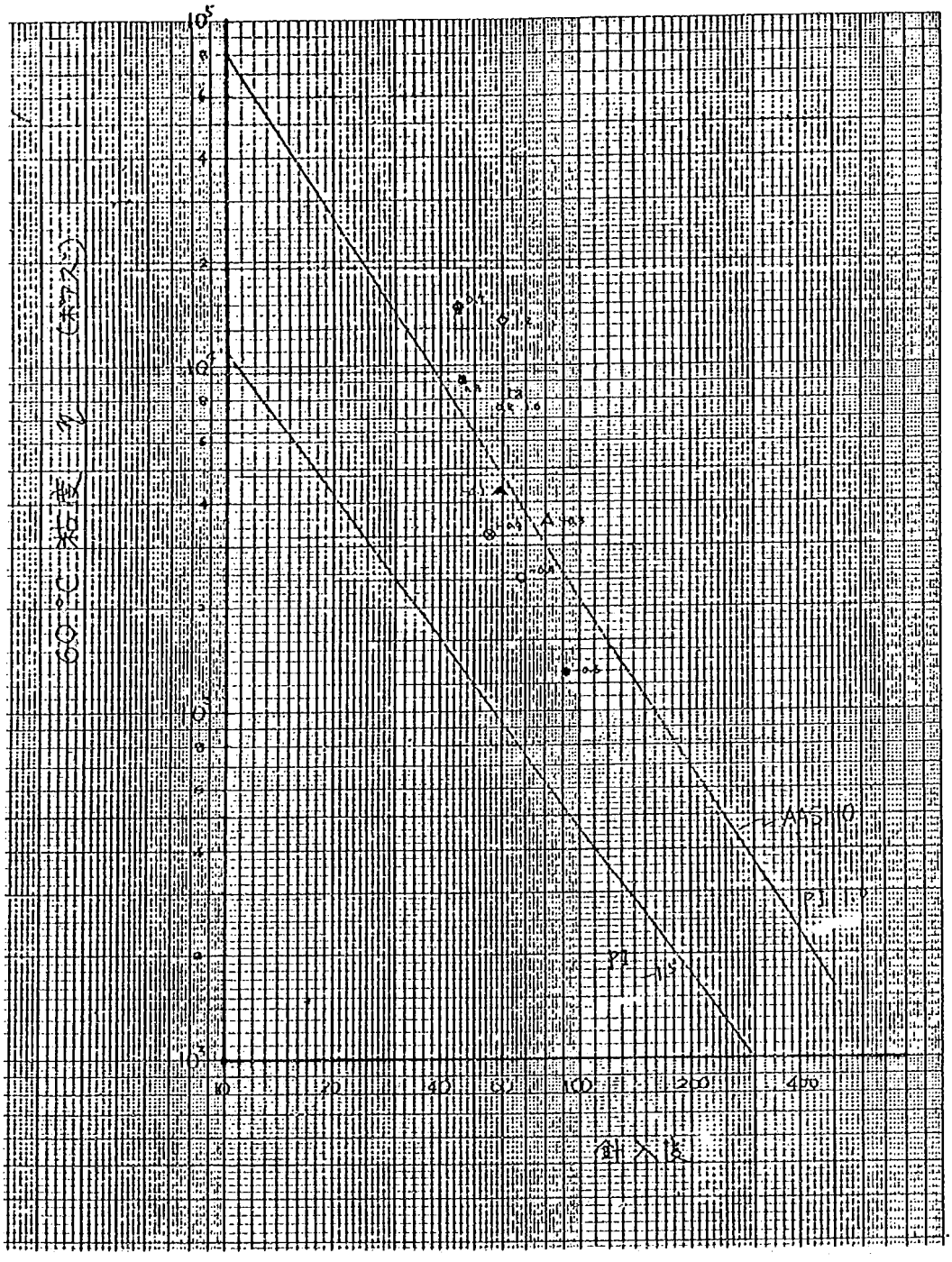
工法および車線数	年間変形率	50万台通過時のわだち	100万台通過時のわだち
全層打ち換え(6)	0.24	2.6	3.2
〃 (4)	0.47	3.4	3.5
〃 (2)	1.10	6.3	8.0
2層打ち換え(2)	0.70	6.0	10.0
2層オーバーレイ(4)	0.90	7.8	11.0
1層オーバーレイ(2)	1.90	12.0	—
幕張試験舗装(4)	0.90*	4.0**	5.3**

注）*は，針入度80～100，**は，針入度40～60および80～100の平均を示す。

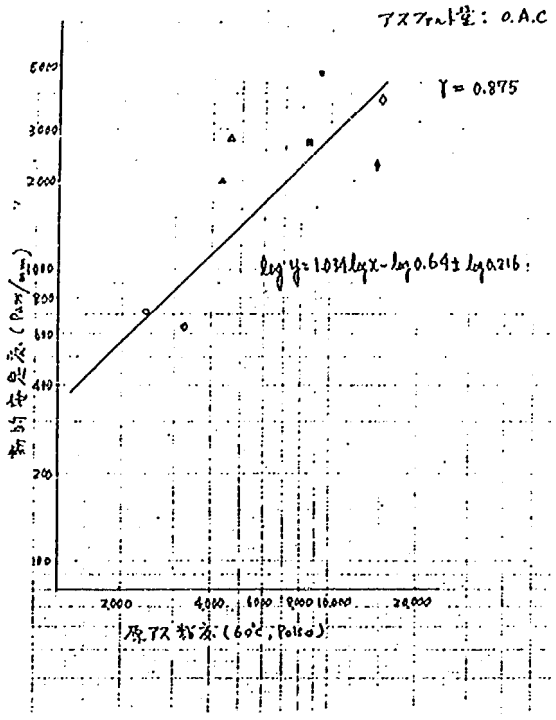
(4)　舗装用石油アスファルトは現在のところ針入度（25℃）で分類されているが針入度よりむしろ舗装が供用され高温時のアスファルトのコンシステンシィを改善することが有効であることが明らかで60℃におけるアスファルトの粘度を高める検討が進められている。

60℃粘度は針入度40～60，60～80，および80～100では，それぞれ3000～4000 2000～3000，1000～2000ポアズの範囲にある。日本アスファルト協会の重交通舗装用アスファルト研究会では，60℃粘度を14,000±4000ポアズとするセミブローンタイプのアスファルトを試作し，試験の結果，図－6～7の関係を得ている。

図－6より，針入度が近似したアスファルトでも60℃粘度の差は非常に大きいことがわかりアスファルトのコンシステンシイは針入度表示より粘度表示の方が適確であることがわかる。図－7より混合物のDSとアスファルトの60℃粘度の間には正相関が認められ同時に相関係数も高い。従ってアスファルトの60℃粘度を高めることがDSの改善に効果的であるといえる。



図－6　針入度と60℃粘度の関係



図－7　動的安定度と60℃粘土（原アス）

(5) 結論的には，アスファルト舗装の表面から少なくとも深さ10cmまでは温度変化が大きく，この間に針入度40～60のアスファルトを使用することが望ましい。針入度40～60のアスファルトの60℃粘度は針入度80～100のものの2～3倍であるのが現状のようであり，針入度40～60の使用により混合物の動的安定度もほぼ2～3倍に増大する。その結果，実際道路でのわだち掘れはおおよそ1/2に低下するものと思われる。なお針入度40～60アスファルトの施工性は特に寒冷な時季以外は問題はなく，また幕張試験舗装における要因分析によればひびわれの発生に対する針入度の影響はほとんど認められていない。

（参考文献）

1) 松野三朗：　アスファルト舗装の温度について　　土木技術資料　Vol.5.　p.28～31

2) 太田昌昭他：　北海道におけるアスファルト舗装の温度について
第23回建設省技術研究会報告　　p.343～348.

3) 秋山政敬：　アスファルト舗装体の温度に関する調査研究
土木学会論文報告集　第246号　　1976年2月

4) 舗装研究室：　アスファルト混合物の配合設計，材料に関する幕張試験舗装および室内試験による研究　　土木研究所資料　第923号　　昭和49年3月

5) 小野　豊，窪田昭夫：　わだち掘れ対策としての針入度40～60アスファルトの効果
舗装　　Vol.12.　　No.8　　1977.

（舗　装　研　究　室）

2－7

アスファルト舗装の施工可能最小厚について　（52. 沖縄）

（質　問）

恩納村名嘉点地先においてロードパークの一環として自転車専用道（$\ell = 1\,km$，$W = 3\,m$）をカラー舗装（レンガ色）したものであるが，舗装構成は路盤に厚10cmの切込砕石，基層に厚2cmのアスモル，表層に厚2cmのカラー層モルを機械で敷均し締固めをした。経済性を考慮しアスファルト舗装を各2cmの2層にしたが，26個のコアーを採取して厚さを調査すると平均厚で基層3.03cm，表層2.37cmであった。

そこでアスファルト舗装要綱ではカラー舗装の仕上り厚は0.5cm～2.0cmとなっているが，実際の施工可能最小厚について，又，基層の施工可能最小厚について御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部国道事務所）

（回　答）

アスファルト混合物の舗設における施工可能な最小仕上り厚は主として骨材の最大粒径によってきまり，通常最大粒径の2～3倍とすることが多い。

アスファルト舗装要綱での標準は，最大粒径20mmの表層，基層で仕上り厚は5～6cm，13mmの場合に3～5cmとしている。また最大粒径5mmのアスファルトモルタルでは1.5～2cmとし，修繕に用いられるカーペットコートでは最大粒径5mmまたは13mmのもので1.5～2.5cmとしている。

実例では，昭和43年度九州地建における薄層舗装の試験舗装では最大粒径13mmのものは2.5cm，5mmのものは2cmに施工している。昭和45年の万博会場では最大粒径10mmで厚さ2cmのカラー舗装を施工している。極端な例では，プレキャストコンクリート版上に厚さ1cmに仕上げた橋面舗装がある。

従がって，混合物の最大粒径が十分小さく，下層の舗設面が十分平坦であれば1.5～2cmの仕上げ厚は可能であるが，薄層のための温度低下により，密度不足を生じたり，ひきづりにより舗設層に間隙などを生ずるおそれがあるので，技術的にあまり問題のいらない仕上り厚は2cm以上とするのが一般のようである。

しかし，修繕のための薄層舗装や，摩耗層としてのアスモルの舗設は通常在来の舗装面上に行なわれるので厚さの管理は比較的容易であるが，不陸のある砕石路盤上ではむずかしく，路盤上に直接表層を設ける簡易舗装の例によれば，設計上の厚さは少なくとも3cmとする場合が多い。

本工事では表層は砕石路盤上に舗設されるものであるから，密粒度あるいは細粒度アスファルトコンクリートの厚さ2.5～3cm，できうれば3cmとし表層は1.5～2.0cm，できうれば2cmとするのが適当であろう。

（舗　装　研　究　室）

2－8

粗粒度アスコンの配合設計における突固め回数について　（54. 九州）

（質問）

C交通以上における粗粒度アスコンの配合設計は７５回の突固めで供試体を作成することになっているが（舗装要綱P６４），２層以上となる基層の粗粒度アスコン全ての配合設計を７５回突固めとすると亀裂の発生しやすい混合物となるので，基層最上層のみを７５回，それ以下は従来どおり５０回とするべきではないかと考えますが御意見をお伺いしたい。

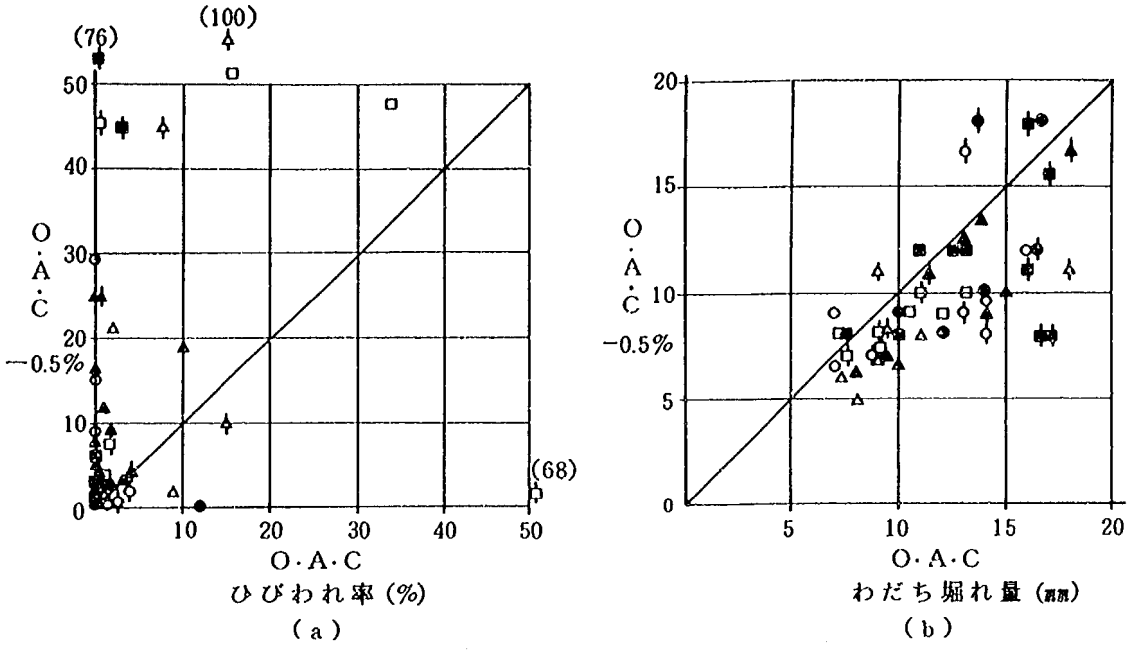
（宮崎工事事務所）

（回答）

アスコンの配合設計において突固め回数を５０回から７５回に変えると，混合物の種類・材料（アスファルト・砂）によって相違はあるが，アスファルト量を平均的に0.２～0.３％減らした配合にできる。さらに，密度を高め骨材のかみ合せ抵抗をより強く発現できるので，両方の効果から耐流動対策に有効といえる。しかし，アスファルト量を減らすことは舗装にきれつ発生を容易にするので，極端な減少はさける必要がある。幕張試験舗装の調査結果を図－1(a),(b)に示した。これによれば，（OAC－0.5）％区間は，OAC区間にくらべひびわれにはマイナス，わだち掘れにはプラスの効果があることを示している。このことから要綱では，表層混合物はOACから0.５％以上アスファルト量を減らすことはさけるべきであるとしている。しかし，室内試験の結果（土木技術資料Vol１９NO１０）では，粗粒度アスコンは５０回と７５回の差はOACに差がなく，密度は５０回の方が0.６％低い程度の差しか現われず，５０回でも十分に締固まる傾向にある。この場合には，中間層，基層の粗粒度アスコンはどちらか一方の突固め回数によることになろう。

５０回と７５回のOACに差がある場合で路盤が粒状材料の場合は，基層のはく離を防ぐ意味から５０回突きによることが望ましい。ここでは，中間層より基層の方がアスファルト量が多いので流動が発生しやすいと思われるが，アスコン層の温度勾配があるので流動の問題はないといえよう。すなわち，アスコン層の温度測定（土研資料１２１３号）で路面から１０cm程度内部の温度は表面温度より１０℃以上低い結果が得られている。WT試験で温度が１０℃差があれば，動的安定度（DS）は10倍程度の差が現われるが，5.0回と75回のOACに相当するアスファルト量の差ではDSは２～３倍程度の差しか現われず，温度差による影響がはるかに大きいので流動の原因にはならないと思われる。

路盤がアスファルト安定処理路盤である場合には，はく離の心配はないので耐流動性の意味から中間層，基層とも７５回によることになろう。



図－1　設計アスファルト量とひびわれおよびわだち掘れ量との関係

（舗装研究室）

2－9

アスファルト舗装の流動対策について　（54. 九州）

（質問）

1. 改質アスファルトの使用について

最近のアスファルト路面の維持修繕は都市部の流動対策で非常に苦慮しているが，昨年のアスファルト舗装要綱の改訂により特殊材料として改質アスファルトの使用について，解説及び規格等についてふれてあるが，現在程度の表現では現場での改質材使用にちゅうちょせざるを得ない

現状である。

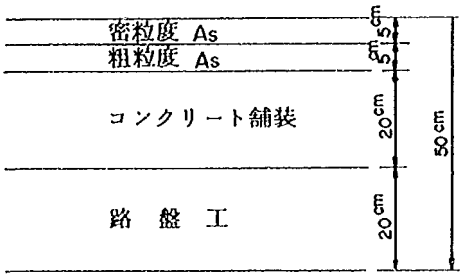
土木研究所は改質材使用について具体的な基準は作成してないか，あればどの程度を目標とした基準なのか，その工法，仕様書等御教示願いたい。

2. 既流動舗装の切削深さについて

当事務所では現在5cm程度の切削舗装で実施しているが，流動の影響範囲はどの程度と考えればよいか，5cm程度の切削でよいのか，御教示願いたい。

（長崎工事事務所）

舗装構成（交通区分C交通）



3. 九州技術で行った試験施工の結果から，耐流動に対して効果のある混合物は，粒度の荒い混合物や粘性抵抗の大きい改質アスファルトを用いた混合物である。しかし，これ等の混合物を用いてオーバレイを行ったものの中には，わだち掘れが発生した箇所もある。これは，既設舗装の影響が対策層に表われたものと思われるので，既設路面の事前調査と既設舗装がオーバレイした混合物に及ぼす影響について御教示を御願いしたい。又，耐流動に効果のある混合物はひびわれが発生する傾向を示しており，ひびわれの発生を防ぐには，舗装の耐荷力（たわみ量）を増す必要があると思うが，どの程度の耐荷力を必要とするか御教示を御願いしたい。なお，前述の流動防止効果があると思われる混合物にわだち掘れが発生した箇所を堀削調査した結果，対策層の下層部の変形が認められた箇所もある。

（九州技術事務所）

（回答）

1. 改質アスファルトは，(1) 60℃粘度を高める。 (2) タフネステナシティの増大を計る。 (3) 高温時の流動抵抗性を高める。など石油アスファルトの性質を改善する主たる効果によって分類している。しかし，それらの効果を満たすバインダーの種類は少なくないので，一定の基準を設け品質が確認されたものを使用することにしている。

(1), (2)に関連する規格は土木研究所や，日本道路協会，アスファルト舗装小委員会，日本アスファルト協会，アスファルト舗装委員会などで検討された資料および諸外国の関連規格を参考に定められたものであり，これ以外のものは現在のところない。

(3)については，本四舗装設計基準（案）で検討した，熱硬化性樹脂としてのエポキシ樹脂，熱可塑性樹脂としてSBR，CR，EVA，EEA，などを用いた改質アスファルトの規格を表1～2に示したので使用に際しては参考にしていただきたい。

これまでの施工例からみると施工方法は，セミブローンアスファルト，改質アスファルトとも温度管理が通常アスコンより高温であるため，締固め作業は早目に実施されているが，特別な転圧機械が必要になる例はない。

表－1　改良アスファルトの品質

改質アスファルトの品質は表－1に示す規格に合格するものでなければならない。

項目			規格値 I型	規格値 II型	試験法
針入度		(1/10mm)	60 ～ 100	60 ～ 100	JIS K 2530
軟化点		℃	50 ～ 65	60 ～ 75	JIS K 2531
伸度		cm	50 以上	10 以上	JIS K 2532
フラース破壊点		℃	－12 以下	－12 以下	JIS A 6011
タフネス（25℃）		kg・cm	120 以上	120 以上	付録
テナシティー（25℃）		kg・cm	100 以上	100 以上	付録
粘度	60℃	ポアーズ	4,000 以上	16,000 以上	ASTM D－2171
粘度	160℃	SFS	500 以下	500 以下	ASTM E－102
粘度	200℃	SFS	200 以下	200 以下	ASTM E－102
引火点		℃	280 以上	280 以上	JIS K 2274
灰分		%	1.0 以下	1.0 以下	JIS K 2272
比重		(25℃/25℃)	1.000 以上	1.000 以上	JIS K 2249
薄膜加熱（180℃×2.5時間）後	蒸発量	%	0.3 以下	0.3 以下	ASTM D－1754－72
薄膜加熱（180℃×2.5時間）後	残留針入度	%	65 以上	65 以上	ASTM D－1754－72

表－2　硬化性アスファルトの規格

使用する硬化性アスファルトは，表－2に示す規格に合格するものでなければならない。

項目		規格値	試験法
混合指定温度	℃	100 ～ 180	－
粘度（混合指定温度時）（二液混合後10分以内）	ポアーズ	10 以下	付録
引火点 主剤，副剤とも	(C．O．C．)	（混合指定温度＋50℃）以上	JIS K 2274
比重 主剤，副剤とも	(25℃/25℃)	1.00 ～ 1.20	JIS K 2249

表－3　特殊アスファルト配合設計および施工方法

種類	バインダーの溶解	配合設計	混合	舗設	資料
セミブローン アスファルト	140～180℃における動粘度を毛管粘度計で測定し，150～300CSTの温度範囲から選んだ温度(混合温度)でアスファルトを加熱溶解させる。	アスファルト舗装要綱5－3－3に準じ共通範囲の中央値を目標にアスファルト量をきめる。 マーシャルは75回突き固めによる。	アスファルトの動粘度が150～300CSTの温度範囲から混合温度を選ぶ。	通常の混合物より高温を必要とするので混合物の敷均し後速やかに締固めなければならない。	重交通道路の舗装用アスファルトの研究報告書。 昭和53年4月 (日本アスファルト協会)
ゴム入り アスファルト (本四改質Ⅰ型)	バインダーの加熱温度は，セムボルトフロール度250秒に相当する温度を標準とする。ただし，180℃以下とする。	アスファルト舗装要綱5－3－3に準じ共通範囲の中央値を目標にアスファルト量をきめる。	バインダーの粘度が250SFSに相当する温度を標準とし(200℃を越える時は200℃)混合温度とする。混合温度の管理目標は±15℃以内	初転圧は混合物が変位したヘアクラックを生じない限り敷均し後直ちに行う。初転圧温度は混合指定温度より30℃以上下回ってはいけない。	本四連絡橋橋面舗装基準(案) 昭和52年3月 (本四舗装基準調査特別委員会)
樹脂入り アスファルト (本四硬化性アスファルト)	A液，B液を120℃に加熱し，14.5%：85.5%(重量比)の割合で所定量計量し120℃で保温しながら両液を2分間混合する。	以下の(1)～(3)を参考にきめる。 (1)マーシャル試験による安定度が最大になるバインダー量 (2)空げき率3%に相当するバインダー量 (3)OBC(容量%) ＝VMA－VCM	通常の工程と同様な方法で加熱計量骨材を空練りした後，A液，B液を混合した硬化性アスファルトを所定量注入し，均一な混合物が得られるまで混合する。	舗装は通常のフィニッシャーによる転圧は混合物が変位を起したりヘヤクラックを生じない限り敷均し直後直ちに開始し，バインダーの可使時間内に2次転圧を完了する。	本四連絡橋橋面舗装基準(案) 昭和52年3月 (本四舗装基準調査特別委員会) 本四連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書。 昭和54年3月 (海洋架橋調査会)

硬化性アスファルトは混合物の温度管理，養生方法，接着の面で難しい点があるが，長浦試験舗装では施工が十分に行われた区間は良好な性状を示しているので，今後の利用が期待される。いずれの材料も詳細な仕様は同表の資料に示した文献に示されているので必要に応じて参考にしていただきたい。

2. アスファルト舗装のわだち部分を補修する場合，表層のみを打換えるか，あるいは基層まで打換えるかは重要な問題といえる，これを決めるには，

(1) 路面の調査　　(2) 混合物の調査

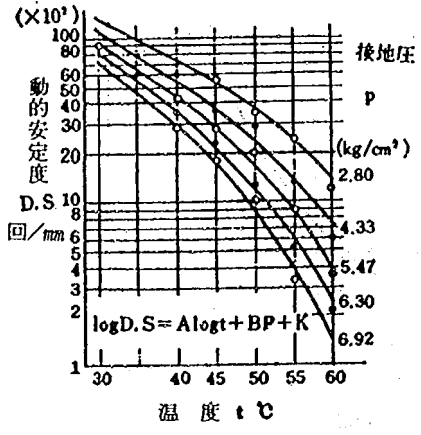
を行って判断することが良いと思われる。

(1) 路面調査

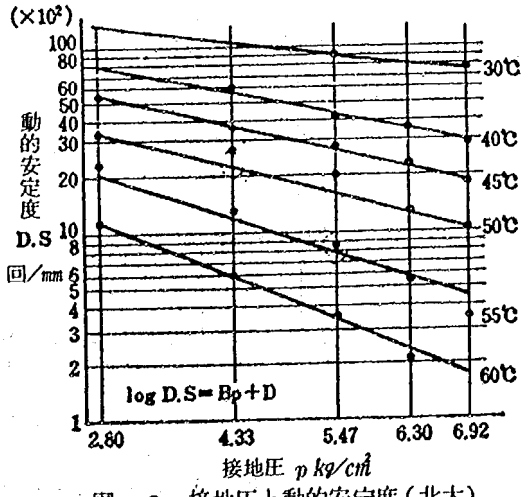
わだち掘れがアスコン層のどの位置まで及んでいるかを調査することが先ず必要といえる。このため，わだちの凸部と凹部からコアーを採取し，各層の厚さを測定し流動している層の位置を確認すれば，切削深さをきめる資料となる。さらに各層のアスコンの種類を明らかにし，下層に粗粒度アスコン以外のものがあり流動の原因となっている場合はそれらを除く処置が必要となる。

(2) 混合物調査

コアー各層の空げき率を調査し空げき率が3％（アスコンがフラッシュやブリージングをおこした供試体は，空げき率が0～1％であることがわかっているので，それに温度膨張，空げき率，試験法の誤差などの安全率を見込んで3％以上が必要）以下に低下している層は切削することが望ましい，これは載荷試験舗装の調査でも圧密変形に対しては，密度の増加が著しいほど（空げき率の減少が著しい）わだち掘れが大きく，また初期空げき率および最終空げき率が大きいほどわだち掘れが小さいことからもいえる。さらに可能であれば，アスコン各層の切出し供試体によるWT試験を行ないDSの大小で評価することが望ましい。この場合，例として表層（5 cm）＋基層（5 cm）という構成を仮定する。表層と基層ではアスコン層の温度差は



図－1　温度と動的安定度（北大）



図－2　接地圧と動的安定度（北大）

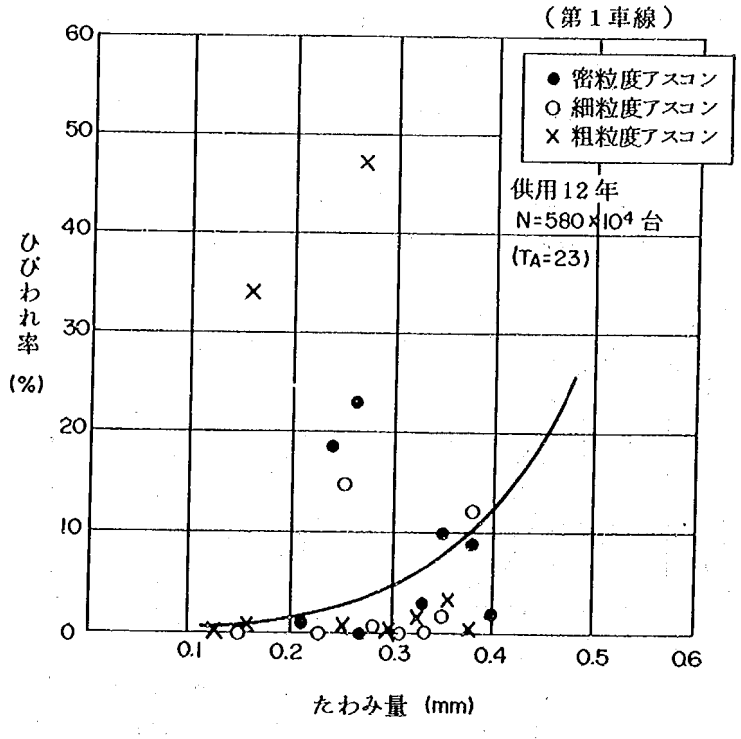
約5℃あるので，55℃の温度で表層のDSの基準である1500（回／mm）の値があるかどうかを確認し，大巾に下まわるようであれば，その層は切削することがわだち対策としてよいといえる。

以上のような調査ならびに試験を行い総合的に切削深さを決めることが必要と思われる。

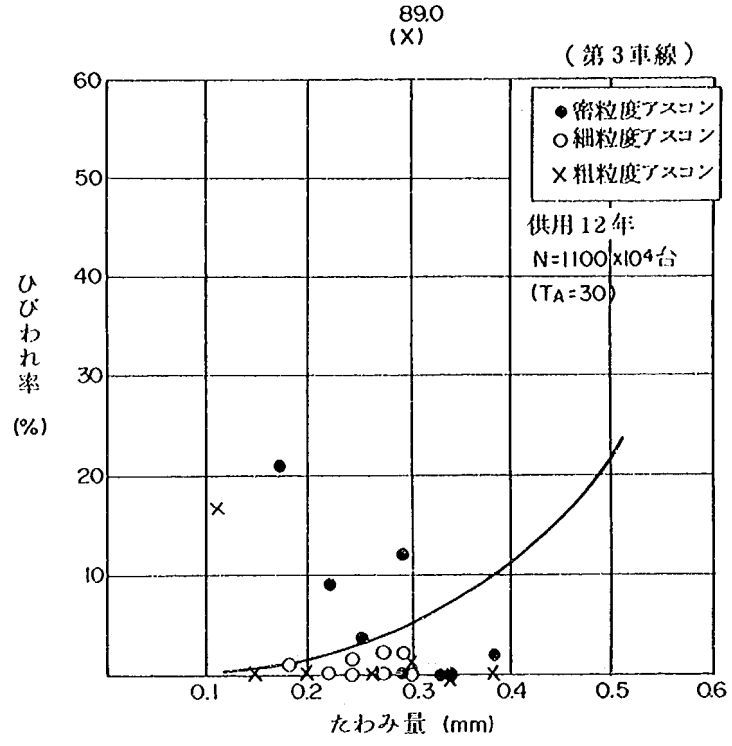
3. 耐流動対策を講ずるアスコン層の耐荷力については，昭和52年度にセミプローンアスファルトを使用した試験舗装の例から次のことがいえる。

A工事は打換工事で（表層＋基層）10cmのうち主として表層にAC－140を用いた舗装である。施工直後のたわみ量は0.83～1.32mmの範囲にあった。B工事は10cmのオーバーレイ舗装のたわみ量の低減効果は平均的に0.4mm／10cmである。したがって，A，Bの施工前のたわみ量を推定するとそれぞれ0.4～0.9mm，0.35mmとなる。1年後の状態はAはひびわれが発生し，Bは良好である。このことから，耐流動対策を講ずる場合の路面たわみ量は0.35mm以下が望ましいと推定できる。

幕張試験舗装のたわみ量とひびわれ率の関係を図3～4に示した。たわみ量が非常に小さいところでひびわれ率の高いものもあるが，全体として両者の関係は曲線で示される推移を示すものと思われる。



図－3　たわみ量とひびわれ率の関係



図－4　たわみ量とひびわれ率の関係

したがって，たわみ量が0.3㎜前後ならばひびわれ率も5％前後に分布するので，供用年数から判断して許容できるものといえよう。

セミプローンを使用した試験舗装，幕張試験舗装の検討からオーバーレイ前のたわみ量は0.3㎜以下であれば耐流動対策を構じた後もきれつは大きな心配はないものと予想されるので，この値が一つの目安になる。しかし正確にはセミプローンアスファルト試験舗装の調査結果から明らかにしてゆきたい。

（舗装研究室）

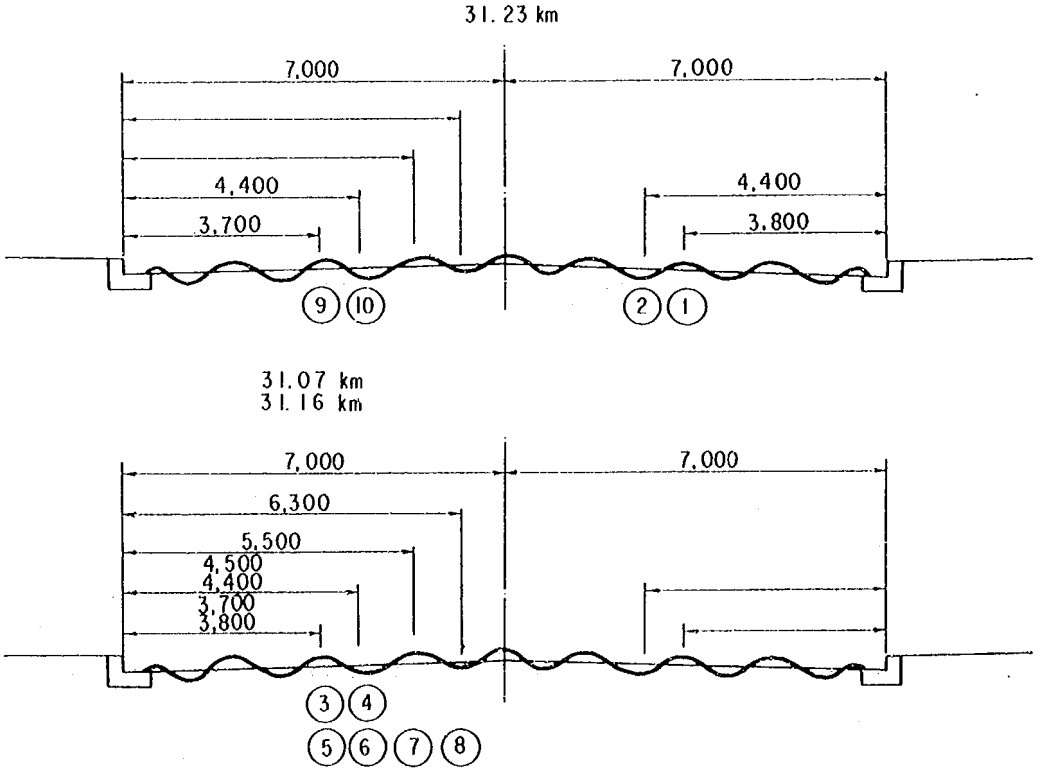
2 － 10

アスファルト舗装のわだち堀れに対する処置について　（53. 関東）

（質　問）

アスファルト舗装のわだち堀れについて，コアをとって見るとわだち堀れのアスファルト合材の流動は表層に集中している。

現在の対策としては５cm切削，５cmオーバーレイ，あるいは５cm切削１０cmオーバーレイの工法を用いている。

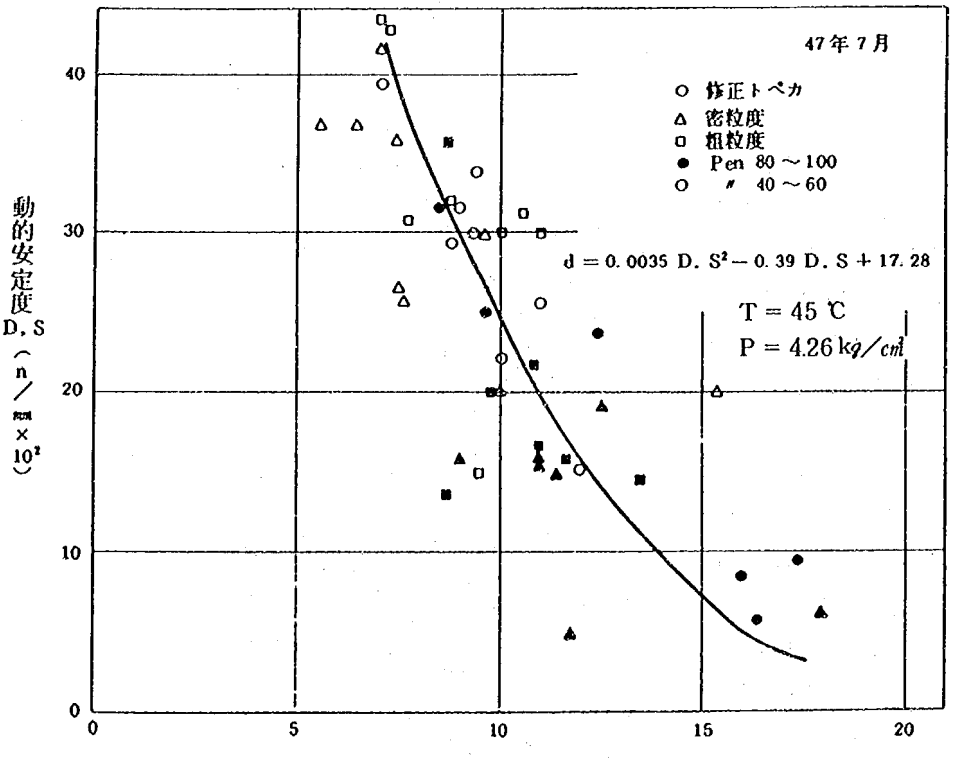


（横浜国道工事々務所）

1. わだち堀れの影響としては表層のみと考えて良いか，そうでないとすればどこまでと考えるべきか。
2. 対策としては影響範囲すべてについて対策を講ずるべきかあるいは現行の表層のみ講ずれば良いか。

（回　答）

舗装路面のわだち堀れは，自動車荷重によって生ずる圧縮力に対し，そのアスファルト混合物の塑性変形に対する抵抗力が小さい部分で生ずる圧密および側方流動の合成されたものと考えられる。混合物の塑性変形に対する抵抗力を表わすものとして，ホイールトラッキング試験における動的安度（ＤＳ）などがあるが，このＤＳとわだち堀れ量との間には良好な相関関係があることが確認されている。[1]（図－１および２）混合物のＤＳには骨材の粒径分布の他，バインダの種類及び量が関係するとともに，混合物の温度及び荷重強度も大きな影響を及ぼす。バインダの性状では軟化点や粘度がＤＳに影響を与える。[2]（図－３，４）また，舗装体の温度分布のわが国での平均的な例を図－５に示す。[3]

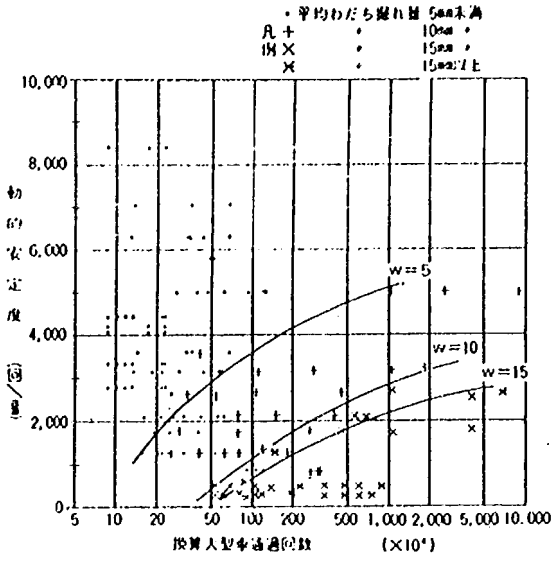


図－１　動的安定度とわだち堀れ量の関係(1)

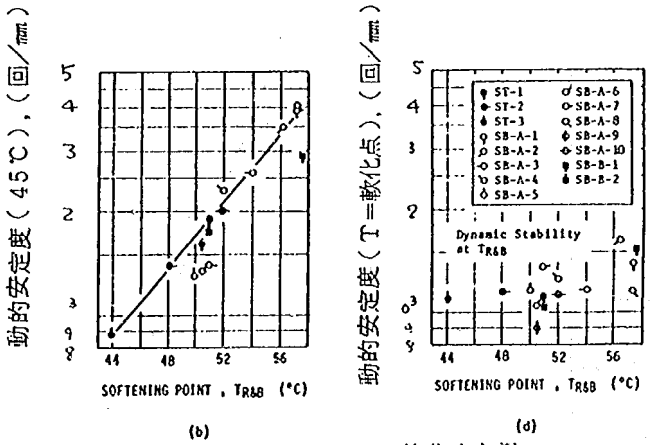
(1) わだち掘れの影響範囲

わだち掘れは混合物のその温度におけるDSと荷重強度との相対関係によるものであるから，必ずしも表層にのみ生ずるものでなく，基層以下の層のDSが小さければ，そこでも起こりうる。基層以下にもわだちが生じた例として，千歳空港のエプロン舗装などがあり，そこではわだち掘れの影響範囲としては表面から30～50cmにも及んでいる。[4]

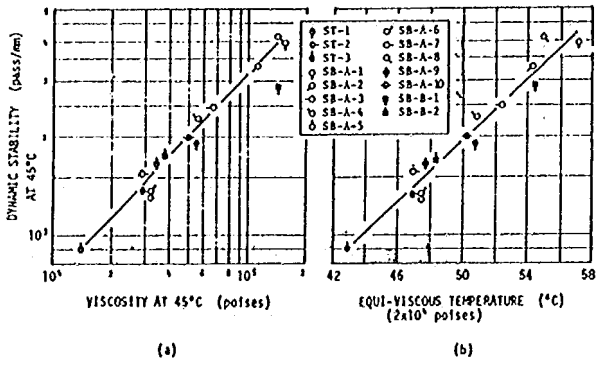
国道などで表層のみ変形している場合が多い理由として，これらの舗装では比較的舗装の支持力が大きく，荷重分散効果がすぐれているため，基層以下での圧縮応力が相対的に小さくなること，基層に用いられる粗粒度アスファルトコンクリートのDSが密粒度に比較して一般的に大きいこと，及び図－5にもみられるように舗装体の温度が表層よりかなり小さく，表層では軟化点近くに達してDSが小さくても，基層以下では軟化点よりも低く，比較的大きいDSを保つことができることなどが考えられ，このため表層のみにわだちが発生するものと思われる。



図－2　DSと平均わだち掘れ量



図－3　アスファルトの軟化点と混合物の動的安定度との関係[2]



図－4　アスファルトの粘度と混合物の動的安定度との関係[2]

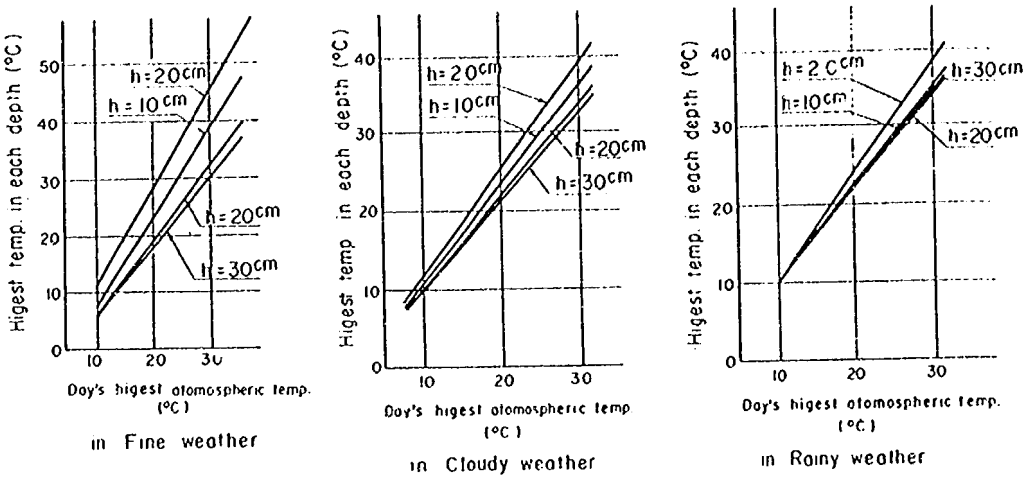
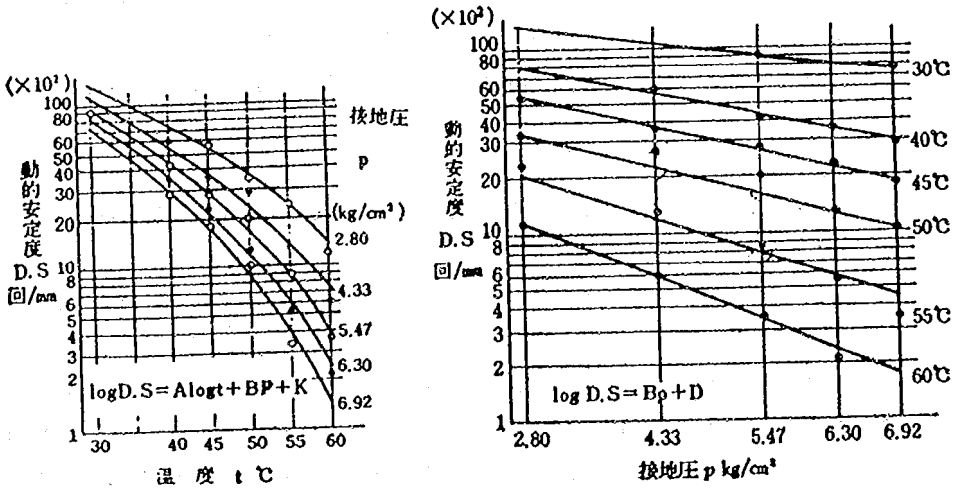


Fig. 5 Correlation between the atomospheric temperature and pavement temperature

(2) 流動発生個所の補修について

一般に，オーバーレイした場合，旧舗装の表層面では，荷重強度が小さくなるためと，直射日光による温度上昇の度合が低下するため，ＤＳは増加する。図－５，図－６を合せ考えれば，表層より１層下の位置の混合物はそれが表層にあった場合に比較してＤＳは２～３倍に，また２層分下の場合のＤＳは４～１０倍程度に，見掛け上増加すると推定できる。したがって，新しく舗設する混合物が従来のものに比較して十分なＤＳをもつならば，切削なしに，単に１層



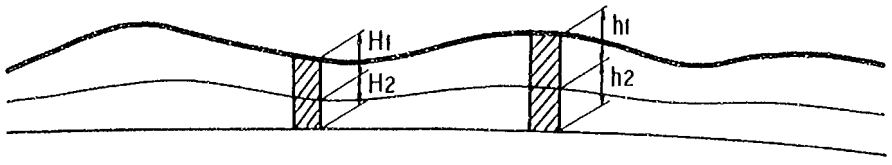
図－６　動的安定度と温度，接地圧との関係[5)]

分のオーバーレイで対処できると考えられるが，一度流動を生じた混合物は粒径分布が変わったりして，ＤＳが当初のものより相当に低下していると考えられるので，表層部分は切削除去しオーバーレイする方が好ましいといえる。即ち，流動が表層のみのときは１層切削の１層オ

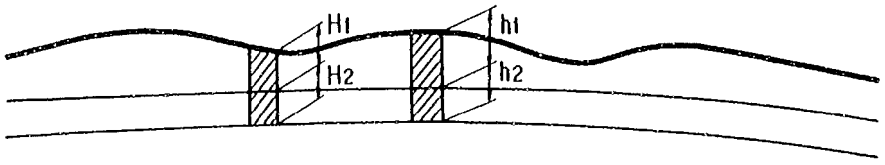
ーバーレイ，基層にまで流動が及んでいるときは1層切削の2層オーバーレイとすればよい。但し，流動を起こしている基層相当層がトペカや修正トペカのようにアスファルト分が多く細粒分も多いものは一般にDSが小さいのでその層も切削することが望ましい。

現舗装で流動範囲がどこまで及んでいるかを簡単に調べるには，わだちの山部と谷部との2点でコアを採手し各層の厚さを比較して，わだちがどこに生じているか，その程度はどうかをみて判断すればよい。（図－7）また，オーバーレイする場合の混合物の選定に当っては，粒度，バインダの種類，量に留意しなければならない。なお，一般にDSの大きさは密粒度で最

a） 基層にも流動が及んでいる例（$H_1 < h_1$, $H_2 < h_2$）



b） 表層のみに流動が生じている例（$H_1 < h_1$, $H_2 \fallingdotseq h_2$）



図－7　流動の影響範囲

大粒径が20mmの場合，1.000回／mm程度（OAC，T＝60℃，P＝6.4Kg／cm²，以下同じ），13mm top で500程度であり，粗粒度では1800回／mm程度であるが，耐流動用混合物として用いる場合，1500回／mm程度のものを目標とし，混合物の選定，配合設計にあたるとよい。

（参考文献）

1）土木研究所資料第923号「アスファルト混合物の配合設計，材料に関する暴張試験舗装および室内実験による研究」；昭和49年3月

2）菅原，笠原「アスファルトの性状のアスファルト混合物の力学的性状に及ぼす影響」土木学会論文集第268号，昭和52年12月

3）OECD技術部会C－7「Resistance of Bituminous Pavements to Plastic Deformation under Heavy Traffic Conditions」1972－9

4）谷口，山本「空港アスファルト舗装のわだち堀れの1例」舗装 Vol.13－4（1978）

5）神崎，松浦他「アスファルト舗装のRutting に関する基礎的研究第1報」土木学会第24回年次学術講演会講演概要，1969

6）「アスファルト舗装の塑性流動に関する調査研究」第2回建設省技術研究会報告（昭和53年度）

（舗装研究室）

3. 構造物に関する問題点

3－1

島尻層の設計基準について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄本島中南部では，地すべり土層である島尻層が全体的に拡がっているが，問題のある土質であるとして，琉球政府や米軍工兵隊の仕様書においてもその使用が制限されていた。しかし，今後この地区において，大規模な土木工事も予想されることであり，その土質を適確につかんで，その使用区分，施工法，対策工法などを検討し，設計基準を定める必要がある，その方法等を御教示願いたい。また各地で行なわれた地すべり対策工法の実例も紹介いただきたい。

（日本道路公団沖縄建設所）

（回答－その１）

各地で行なわれた地すべり対策工法の実例について

沖縄本島における地すべりは，中部から南部にかけて広く分布する第三紀島尻層群地域に主として分布しており，数多くの地すべり地形が発達している。なかでも主として東海岸沿いのコーラルからなる石灰岩台地をキャップロックとする島尻層は，その境界部を滑落崖とする大規模な地すべり地形が顕著である。すなわち，降雨は比較的ポーラスなコーラル層の中に容易に滲透，貯留され，島尻層に砂質の挟みがあればこれに滲透して，周辺の泥岩層の粘土化を促進して，層すべり状の岩盤地すべりを生ぜしめるという役割りを果している。

地すべりが継続すれば，この泥岩は容易に粘土化して粘質型地すべりとなって緩い斜面を形成し，緩慢な地すべり現象を呈する。通常このような斜面は砂糖キビ畑として利用されていてクリープ変動による地すべり現象は発見し難いが，道路など構造物が作られたときに異常が生じて地すべりの傾向があるのを知ることが多い。

このほか泥岩の崩壊堆積物がある規模以上になって地すべり現象を示すことがあり，大別してこの三種類が島尻層群にみられる地すべりということになる。

この地すべりに対する防止工法としては，内地で行なわれている第三紀泥岩，頁岩の地すべり防止工法と同様のものが考えられるが，前述したように，多くの地すべり地はキビ畑であり，居住地区とするのは避けられてきたので，どうしても地すべり防止対策を必要とする地区が比較的少なかったので，これまで行なわれてきた防止工法の実例は数少ない。

以下の四例が沖縄県復帰以後に地すべり防止区域に指定されて，沖縄県によって防止対策が施工されたもので，いずれも島尻層群中の地すべりである。

新里は１０～２０m の滑落崖を有する比較的大規模な地すべりで，層状岩すべりであったろうと考えられている。

地すべり名	施工年次	概算事業費	工種
新里	47 ～	129,500千円	水路工，枠工，床止工，集水井工(1基)
安谷屋	47 ～ 51	74,900	杭工(2段39本)，水路工，集水井工(1基)
喜舎場岬	47 ～ 51	65,710	杭工(1段)，盛土工，集水井工(1基) 水路工
	47	9,000	矢板工，暗キョ工，

上部に広い台地を有し，ここからの滲透湧水が影響したものであろう。上部からの地下水供給を断つための水路工と，谷地形の地すべり土塊の厚い部分での地下水排除のための集水井工を実施している。

安谷屋地区は地すべり頭部に県道があって沈下現象を生じ末端は斜面下部の平地部に盛り上げを生じた。人家が多く地域内に存在し完全な防止が要望されたので杭工を２段に施工し，ほぼ中央部に集水井工を設けた。

喜舎場地区は頭部の県道に滑落崖を生じて谷側一車線が２ｍあまり欠落した。下部の末端崩壊は米軍基地宿舎敷地内にかかり，道路保全と宿舎の安全確保のため防止工が実施された。地すべりほぼ中段に杭工を施工し，道路復旧による盛土の影響をさけるため杭工頭部に片のり枠工を施工して抑え盛土工を実施した。また下部の末端崩壊を防止するため表流水の乱流を防ぐため水路工を整備し。地すべり中央部に集水井工を行なって安定させている。

以上のように保全対象が多くの人家である場合には積極的に杭工を行ない，かつ集水井工を併設することで誘因となる地下水の排除を行なっている。

島尻層群だからといって特殊な工法を用いている訳ではないが，上層石灰岩層からの地下水排除は欠くことができないと思われる。

内地で一般に実施されている道路の地すべり災害防止工事でも，道路の重要性，保全対象物の有無によって工法の検討がなされているが，道路自体の保全を強く要望される場合には主として杭工が計画されることが多いようである。斜面の形状，大きさにより頭部排土工，末端抑え工が有効であることはいうまでもない。

（地すべり研究室）

（回答－その２）

1. はじめに

島尻層は沖縄固有の土であるから厳密には他県での経験が役立つことは少ないと考えられ，また島尻層に関する情報は土木研究所においては非常に少なくその知識は現地技術者の方が豊富であると思われるが，これまでに発表された文献を中心にその性質をとりまとめ，土工における考えかたを二，三指摘しておく。

2. 生成の状況と問題点

島尻層は第三紀海性の層で泥岩と砂岩の互層または一つの層が他の薄い層をはさんだ形で堆積

し上部の第四紀石灰岩により過圧密状態にある。下位から砂岩を主体とした那覇層，泥岩が主な与那原層に区分され，地表に露出しているのは泥岩である与那原層が多いが砂岩の那覇層の露頭がみられる場合もある。[1),2)] 上部の石灰岩は多孔質で帯水層となりその下の不透水性の島尻泥岩層が地下水の帯水層基盤となっている。[3)] 島尻層のうち砂岩は泥岩に比して風化や侵食に対して強く，たとえば飽和試料の残留強度で$\phi_u \geqq 30°$という結果がでている[1)]ことから強度も比較的あると判断され，したがって問題は泥岩の方に多いと考えられる。

泥岩は大気にさらされたときの乾燥収縮によるクラックの発生や乾燥吸水のくり返しによるスレーキングのため細粒化が進むとともに強度が低下するが，その他にこれまでの土かぶりが除去された過圧密状態における応力開放やあらたな切取りによる荷重の減少に伴なう吸水膨張による強度低下が予想される。

3. 物理的性質

島尻泥岩の物理的性質については表－1のような報告がある。試料Eにはレキ分が非常に多く含まれているようになっているが，これは掘削時の塊状のものをそのままの状態で粒度分布を求めたものと考えられ，そのような土塊を砕いた場合のいわゆる島尻粘土といわれるものに近づき[4)]場合によっては1.6にも達することも報告されている[5)]。このことは乾燥と吸水をくり返すことにより，外部からの刺激に対する安定度が低下していくことを示している。

表－1　島尻泥岩の物理的性質

試料	比重	自然含水比	液性限界	塑性限界	粘土分	シルト分	砂分	土質分類
		%	%	%	%	%	%	
A	2.73	－	59.6	22.6	27.1	47.7	25.2	CH
B	2.72	21.5	61.6	23.0	73	25	2	CH
C	2.79	23.0	52.9	22.5	54	45	1	CH
D	2.75	27.3	(67)	(30)	67	32	1	CH
E	2.77	24.3	88.1	22.5	－	13	9	(G-C)

4. 力学的性質

表－2は締固め試験の結果の例である。[6),7)] 非乾燥法，非繰返し法による締固め試験によれば，自然含水比の乾燥側と湿潤側でそれぞれ乾燥密度のピークを持つ締固め曲線が得られているがそれぞれの最大乾燥密度に大差はない。締固めエネルギーによる最大乾燥密度のちがいはかなり大きく，自然含水比においても得られる乾燥密度は試料B，C，Dに代表されると思われる。

島尻層の風化はまず薄片がはく離するような形で始まりこれが細片化，細粒化していくといわれており，掘削時の土塊を室内において乾燥と吸水のくり返しを交互に行なうと細粒化していくことが確かめられているが，表－1の試料B，C，Dはかなり風化の進んだものといえよう。

乾燥吸水のくり返しにより塑性限界はほとんど変化しないが，液性限界は増加した後減少の傾向を示すが吸水により含水比は大きく増加するので，たとえば安定性の度合を示す液性指数

＝（含水比－塑性限界）／塑性指数＝（含水比－塑性限界）／（液性限界－塑性限界）は1締固めエネルギーによりかなり異なる。いいかえると，注意して締固めることにより十分な密度を確保することが可能といえよう。

表－2　島尻粘土の締固め特性

試料[1]	締固め方法[2]	最適含水比	最大乾燥密度
B	1.1	17 % 24	1.45 g/cm³ 1.47
	2.4	16	1.64
C	2.4 2.5	15～20	1.71
E	2.5	27.4	1.50

1）試料記号は表－1に対応する。
2）JIS A 1210の呼び名

長時間水浸された島尻泥岩塊の強度の経時変化の測定によれば，[4] 非排水強度Cuは時間の対数と直線関係で減小し，100日後には73%に低下していたことが報告されており（初期強度はCu＝15%），さらに別の例[4]では5年経過後に強度は10%にまで低下していた（初期にCu＝14.6%，W＝25%，5年間水中に放置してCu＝1.41～2.25%，W＝32%）が供試体中心部にはまだ吸水が進んでいないで，強度低下が終了するのにはかなりの時間のかかることが推察されている。

次に乾湿くり返しによる強度低下を調らべた実験例によれば，[4] 乾湿くり返し5回程度（必らずしも自然状態における降雨と乾燥のくり返し回数を意味しない，実際の場合ではもっと長期間に相当すると考えられる）でほぼ1/20に非排水強度Cuが低下している（初期強度Cu＝11%がCu≒0.5%程度となる）。

これらのことから吸水膨張による強度低下（過圧密状態における強度低下）よりも乾燥吸水のくり返しによる強度減少の方がかなり大きいということがいえよう。

CBR試験の例を表－3に示す。[6),7)] これからCBRについてはある程度の値が期待できるようである。

表－3　島尻粘土のCBR

試　料[1]	締固め方法[2]	CBR	備　考
C	2.4	水浸：7 %	自然含水比
	2.5	水浸：5.2	〃
E	2.5	修正：5.2	含水比28.6 %

1）表－1に対応する。
2）JIS A 1210による。

5. 土工における問題点

上述のような観察結果から，土工における注意点として次のようなことがあげられよう。

5.1 切　土

まず，一般的な成層状況から島尻層はその上部石灰岩の帯水層基盤となっていることが多い

ので切取り時にはこの地下水の処置が問題となる。吸水膨張以外にのり面が降雨，流水等により軟弱化することが予想されるので島尻層上部と石灰岩の境界に適切な排水層を設けるなどの対策が望ましい。

のり面には流水および乾燥による劣化を防ぐためにのり面保護工が必要であるが，植生工はその硬さの点から困難と思われ，また島尻泥岩のpHは8程度といわれておりこの点からものり面用植物には必らずしも適していないので石張工またはブロック張工などが考えられよう。

5.2 盛 土

掘削したときの土塊の処理がまず問題であろう。転圧を有効に行なうためにはまき出し時にかなりの小塊にまで破砕することが要求され，作業性の面では降雨等により表面が泥ねい化して，トラフィカビリティの確保が困難になる場合が予想される。

締固めは自然含水状態でも特に困難なように思われず，適切な機械である程度の回数の転圧を加えることによりかなりの密度に到達するように考えられるが，これには掘削時の土塊が締固め作業の容易なように小さく砕かれていること，転圧面に降雨等がなく機械の作業性が十分保証されていることが前提となるので，それに対する配慮が必要である。

締固めた場合の強度には特に問題はないと考えられ，ＣＢＲもある程度以上の値が期待できるようである。

6. おわりに

島尻粘土の問題点は盛土の場合よりも切工の場合に多いようである。乾湿のくり返しによる強度低下は相当予想されるようなので，実際の切取り斜面における観察などを行なってその結果を設計基準の作成に反映させる方向で検討すべきである。

盛土材料としては施工法に適切な工夫をすることにより，使用には比較的問題を残さず対応できるようである。

（参考文献）

1）上原方成 「島尻砂岩土（沖縄）の二，三の工学的性質」 第9回土質工学研究発表会 1974.

2）上原方成，大成博文 「沖縄島尻層構成土の化学特性とすべり崩壊について」 土木学会第30回年次学術講演会第3部 1975.

3）沖中雄二，高安克巳 「石灰岩地帯の第四紀地質学」 土と基礎 Vol.24, No.1, pp.65−72, 1976.

4）新城俊也，小宮康明 「乾湿繰返しによる島尻層泥岩の強度低下」 第12回土質工学研究発表会 1977.

5）新城俊也，小宮康明 「乾湿繰返しによる島尻層泥岩のコンシステンシー変化」 第12回土質工学研究発表会 1977.

6）新城俊也 「沖縄，島尻層泥岩土の締固めについて」 土木学会第30回年次学術講演会第3部，1975.

7）一部は日本道路公団試験所土工試験室のデータ

（土 質 研 究 室）

3 － 2

軟弱地盤の低盛土区間の沈下予想および適切な対策工法について

（ 54. 九州 ）

（ 質問 ）

I. 佐賀県自石バイパスは，昭和４２年度に供用開始して以来，地下水のくみ上げや交通による繰返し荷重による圧密沈下が重なり，沈下の生じやすい盛土部と沈下の生じにくい道路横断構造物との間に大きな段差が生じ交通に支障をきたしている。また，道路沿いの家屋が道路の沈下にひきずられて傾斜するという問題点も生じている。

そこで，現在，ボックスを切り下げて計画縦断を下げる案を検討中であるが，盛土部も出てくるためいままでと同じく沈下が発生するおそれがある。こうした道路沈下を抑える適切な工法をお伺いしたい。

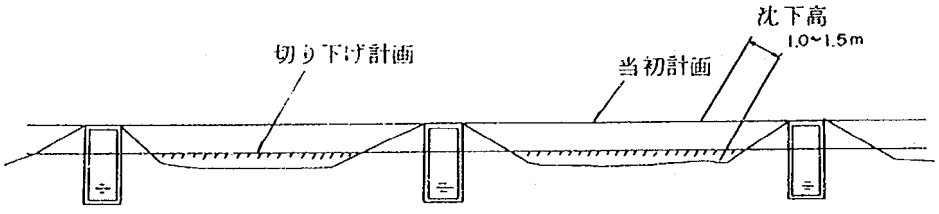


図 － 1

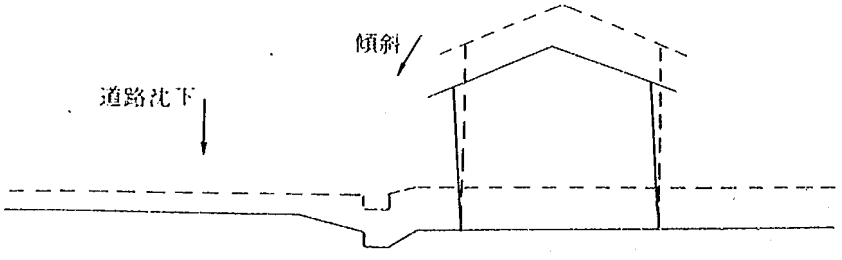


図 － 2

（ 佐賀県道路課 ）

II.

(1) 交通による繰返し荷重による影響を考慮しなければならないのはどのような場合か。たとえば，盛土高，計画交通量，又は，地盤条件等との関係から判断基準を教えていただきたい。

(2) 圧密計算には，二次圧密を考慮する必要があるか。

(3) 適切な不等沈下対策について御指導願いたい。

（ 八代工事事務所 ）

（回答）

一般に低盛土道路では，軟弱地盤に及ぼす盛土自重と交通荷重の両者の影響が加わるため，供用後の不等沈下や変形が大きくなる場合があり，極端な場合には舗装にひび割れが発生する。

このような著しい不等沈下は，盛土高，軟弱地盤の性状（特に，軟弱層厚の局所的な変化や土質の不均一性），盛土及び路床の性質，舗装の種類と構造，及び大型車交通量などが関係して生じる場合が多い。

ここでは，建設省技術管理業務土質部会の共同研究の１つとして実施してきた調査結果にもとづき，軟弱地盤上の低盛土道路の問題点とその対策について述べることにする。この調査は，種々の地盤条件をもつ実際の道路内に各種地盤対策工を施工した試験区間を設け，路面の沈下や平担性の変化を追跡調査したものであるが，これまでの調査結果から次のようなことが判明している。

① 軟弱地盤上の道路で最も大きな問題は，道路横断構造物（カルバートや橋脚等）との段差の問題である。

佐賀県白石バイパスの場合はこの典型的な例であると考えられる。一般にカルバートなどの構造物の基礎に杭基礎が用いられた場合に段差は大きくなる。これは，構造物と盛土との相対的な沈下量の差が大きくなるためである。

従って，地盤の残留沈下量が大きいほど段差は生じやすく，供用後の改築，修繕等の維持管理費も多くなる。たとえば，関東平野のあるバイパスでは，軟弱層厚が３０～４０mもあるため供用後の残留沈下量が年間２０cmを越え，このため，支持杭をもつ橋脚との取り付け部に種々の支障が生じ，維持修繕工事のために，かなりの金額を費した例もある。しかも，軟弱層が厚いため沈下の終息に１０年以上かかる計算になり，今後何年間もかなりの維持修繕の手間と費用がかかることが予想される。

このように，軟弱層が厚いほど，残留沈下量が大きくなり，しかもそれが長期にわたって継続するため，道路交通及び維持管理に大きな影響を及ぼすことになる。

一方，軟弱層が比較的薄い場合（１０m以下）には，盛土による沈下の終息が早く，供用開始までに加わった工事用車両の重量がサーチャージの効果を発揮しやすいため，交通荷重による沈下量も少なく，供用後の残留沈下はほとんど生じないという調査結果が得られている。

② 軟弱層の層厚や土質が局所的に変化している所では，不等沈下を生じやすい。

ただし，①で述べたように，軟弱層が薄い場合にはあまり大きな問題とはならない。

③ 道路横断構造物との段差の問題を除けば，交通荷重による路面の平担性の低下はそれほど問題とならない場合が多い。調査した道路は，軟弱層が1.5mのものから３５mに及ぶものが含まれており，軟弱層が厚い場合には供用後かなりの沈下が生じている。こうした沈下の発生にもかかわらず路面の平担性がほとんど変化しないということは，路面が横断方向にほぼ一様に下っているということを意味していると考えられる。

④ 沈下予測で考慮すべき交通荷重の大きさは，盛土自重に換算すると，1.5m程度の静荷重を考慮すればよいと考えられる。

これは，盛土高 2.5 m，3 m プロフィロメータの標準偏差 $\sigma = 1.0 \sim 1.5$ mm，日交通量 1 万台弱の特性をもつあるバイパスでの沈下観測値をモデルとして，せん断変形による即時沈下を考慮した通常の圧密計算を行ない，供用後急増した沈下量がどれほどの盛土荷重に起因するものかと試算し，これをもって交通荷重の大きさと考えて求めたものである。

⑤ 軟弱地盤上に盛土した場合に生ずる沈下には，載荷による即時沈下と載荷後に起こる圧密沈下，ならびにクリープなどによる二次圧密とがある。従って，全沈下量を予測する場合には，二次圧密をも考慮した沈下計算をすることが必要となるわけであるが，二次圧密については十分な解明がなされていないため，あらかじめ計算によってそれを予測することは困難な場合が多い。したがって，過去の実測値との比較などから設計段階における全沈下量は，即時沈下量と圧密沈下量とを合せたものとしてそれらを計算によって求めるのが普通である。しかし，供用開始後の残留沈下量はクリープなどによる二次圧密の影響もかなり含まれることになるので，既往の類似した地盤条件の沈下データなどがある場合には，それらを参考にして二次圧密についても検討しておくのがよいと思われる。又，供用後に観測した時間と沈下曲線とからそれ以後に生じる残留沈下量を推定する方法も実際の現象を把握するいみで，好ましい方法であると考えられる。

最後に，低盛土における軟弱地盤処理工法について述べる。

一般に，軟弱地盤上の低盛土道路で用いられる地盤対策工法は次のようなものである。

(1) サンドマット，敷設材，添加材等を用いた表層処理工法

(2) サーチャージ工法

(3) 置換工法

(4) サンドコンパクションパイル工法，石灰パイル工法

上記の対策工法のうち，白石バイパスのように軟弱地盤の層厚が大きい場合には，一般的に置換工法を適用することは困難であり，又表層処理ではその効果はあまり期待できないと考えられる。従って，この場合，サーチャージ工法かサンドコンパクションパイルや石灰パイル等を用いた深層処理が適切であると思われる。

サーチャージ工法の場合には，まず，現在の道路に交通荷重の効果に相当する盛土高 1.5 m以上のサーチャージを加え，沈下が圧密終了した時点でサーチャージを除去し，ボックスの切り下げを行ない計画縦断を下げる。ただし，この場合，道路沿いの家屋等がひきずられて沈下することもあるので，これを防止するための対策工法としては，沈下を防止したい家屋のわきには矢板を打ち沈下をここで切断しておくことなどの対策工法が考えられる。

サンドコンパクションパイルや石灰パイルを用いて深層処理を行なう場合には，全層にわたって処理するのが最も好ましいわけであるが，軟弱層が厚い場合には軟弱層全体を処理することは困難である。この場合でも，軟弱層厚の１／２か，できれば２／３以上の深さまで改良するのが沈下防止の面からは望ましい。又，沈下があまり生じないので沿道の家屋の沈下は少なくなると考えられる。ただし，サンドコンパクションパイルや石灰パイルの打設中に地盤を乱すと，盛土荷重の載荷時に側方流動を大きくし，周辺地盤に悪影響を及ぼすこと

もあるので注意して丁寧に施工する必要がある。

（土　質　研　究　室）

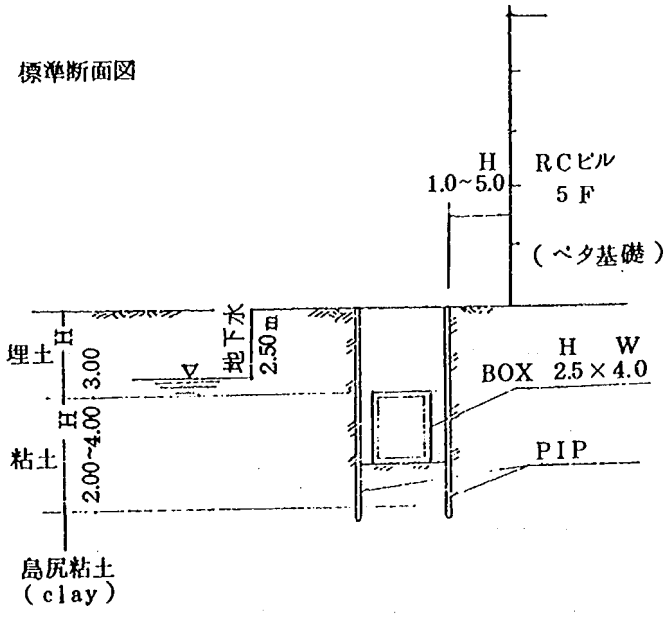
3 － 3

建物が接近している所でのＰＩＰ等施工する場合の範囲の決定方法について

（52. 沖縄）

（質　問）

標準断面図

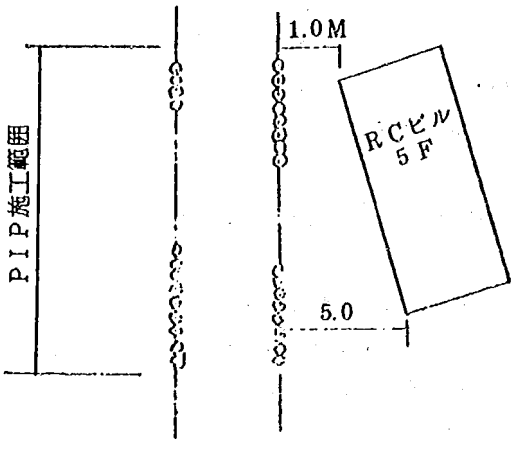


左図のように2.5×4.0の水路BOX工事のため地下水が高く土止工法として仮りに止水効果のあるＰＩＰ工法を採用するとすれば近接した建物の影響を考慮した場合のＰＩＰ施工延長の決定方法について御教示願いたい。

なお，このような場合に最も好ましい土止工法があれば合せて，御教示願います。

（沖縄総合事務局南部国道事務所）

平面図



（回　答）

1. 鋼矢板工法とＰＩＰ工法

開削工事では土留め工を設けても掘削作業に伴って周辺地盤の沈下が起ることが多い。その原因と考えられるものを次にあげる。

a．土留め壁の土圧支持力の不足

b．土留め壁の根入れ不足等によるヒービング，ボイリング，パイピング

c．土留め壁面からの漏水による土砂流失

d．土留め壁の変位

e．土留め壁の撤去に伴う土砂移動

f．地下水位の低下による地盤の圧密沈下

そのほか，地盤が軟弱な場合には鋼矢板の打込み，引抜きの際の振動によって建物が沈下した例もある。

この現場で土留め工として想定されているものは，ＰＩＰ工法と鋼矢板工法と思われるので，これらの工法の地盤沈下を防止する機能について比較する。

(1) 土留め壁の安定

土留め壁は壁体（鋼矢板，ＰＩＰ）と支保工（腹起し，切ばり）で土圧，水圧等を支持するもので，５ｍ程度の掘削深さであれば，両工法とも十分安定な土留工を築造できる。また，地盤の土質が明らかでないので断定はできないが，ヒービング，ボイリング等は防止できると思われる。

しかし，建物が近接しているので，建物を上載荷重とした土圧がかなり増加するので，その影響を十分に考慮して設計しなければならない。建物による土圧の算定には文献(1)が参考になる。

(2) 漏　水

鋼矢板は継手が正常にかみあった状態ではかなりの止水性を有するが，地盤中に砂利，玉石等を含む地盤に無理に打込んだ場合には，継手が外れてすき間を生じることも多い。このような場合には込め物をしたり，鉄板で溶接補強したりするが，完全に止水することは一般に困難である。

ＰＩＰ工法は計画通りに杭がすき間なく施工できた場合には止水性は大きいが，応々にして杭の鉛直性がずれてすき間を生じることがあるので十分に注意して施工する必要がある。すき間を生じた場合には，すき間にグラウトやＭＩＰを施工して止水することはできる。

(3) 土留め壁の変形

鋼矢板とＰＩＰの剛性を比較すると，一般にＰＩＰの方が大きく，ＰＩＰの方が壁の変形が小さい。

(4) 土留め壁の撤去

鋼矢板工法では，一般に掘削部を埋戻した後，引抜き撤去される。しかし，近年，引抜きによる騒音，振動，地盤沈下，地下埋設物の損傷などの周辺への悪影響が懸念される場合には残置されることが多くなっている。このような場合には工事費が大幅に増加する。

ＰＩＰ工法は杭を撤去することは困難であり，上部を取壊して，大部分はそのまま残置される。

以上のような理由から周辺地盤の沈下を防止する機能はＰＩＰ工法が優れている。

2. ＰＩＰ工法の施工延長

この現場では，土留め工としてＰＩＰ工法と鋼矢板工法が採用されるとする。ＰＩＰ工法は地盤沈下をほとんど生じないが，鋼矢板工法ではある程度の地盤沈下は避けられないので，ＰＩＰ工法の施工延長は鋼矢板施工区間に生じる地盤沈下が建物まで影響しない範囲として決められる。

鋼矢板工法による地盤沈下の主たる原因としては次のものが考えられる。

a．止水性が低く，土留め壁背面の水位を高く保つことができないため，地下水位が低下した区域で地盤が圧密沈下する。

b．土留め壁の変形（はらみ出し）のため，背面地盤が沈下する。

そのほか，漏水による土砂流出や鋼矢板の撤去による地盤沈下も考えられるが，これらはbとほぼ同様と考えられる。

この2つの原因による沈下の影響範囲について検討してみる。

(1) 地下水位の低下

建物の基礎地盤に地下水位の低下によって圧密沈下を起す土層があれば，建物が地下水位低下の範囲外か，又は地下水位の低下の度合が小さい範囲になるようにＰＩＰの施工延長を決める必要がある。

しかし，地下水位の低下範囲を推定することはかなり難しい。ここでは，次のような単純化したモデルで水位の低下範囲を推定する方法を示しておく。

① 鋼矢板とＰＩＰの接続点を排水井戸と仮定する方法

図－1のような重力井戸からの揚水量は式(1)で表わされる。

$$Q_w = \frac{\pi K (H^2 - h_w^2)}{2.30 \log (R/\gamma_w)} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに　Q_w ：揚水量

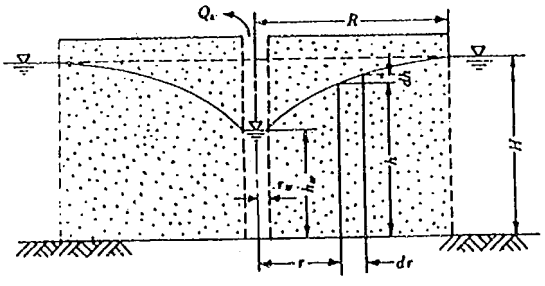
K ：透水係数

H ：地下水位

h_w ：井戸の水位

R ：水位低下範囲

γ_w ：井戸の径



図－1　重力井戸からの揚水

そこで，Q_w，K，H，h_w，γ_w を仮定することにより水位低下範囲Ｒを求めることができる。しかし，実用的には井戸の径 γ_w を仮定することが難しく，Ｒの推定はできない。

② 鋼矢板面を浸出面とした方形堤と仮定する方法図－2のような方形堤の湧水量 q は式(2)で表わされる。

$$q = \frac{K}{2L} (H^2 - h_0) \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに

q ：湧水量

h_0 ：浸出側水位

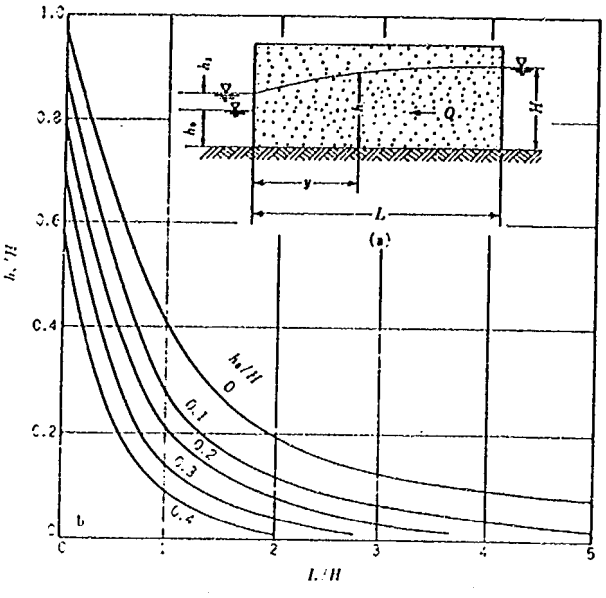
L ： 水位低下範囲

そこで q ，K ，H ，h_0 を仮定すれば水位低下範囲Lを求めることができる。

今，$q = 0.1\ m^3/min$ ，$K = 1.0 \times 10^{-4} cm/sec$，$H = 3.0\ m$，$h_0 = 0$ と仮定するとL＝898cm≒9m となる。

しかし，この推定もq，Kの値に大きく影響されるので実用的な推定が可能か疑問である。

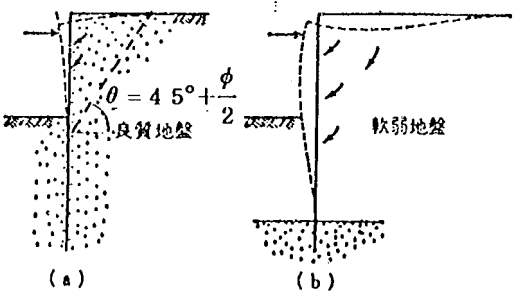
なお，地下水位の推定に関しては文献(2)が参考になる。



図－2　一次元地下水流の浸出点

(2)　鋼矢板の変形に伴う地盤沈下

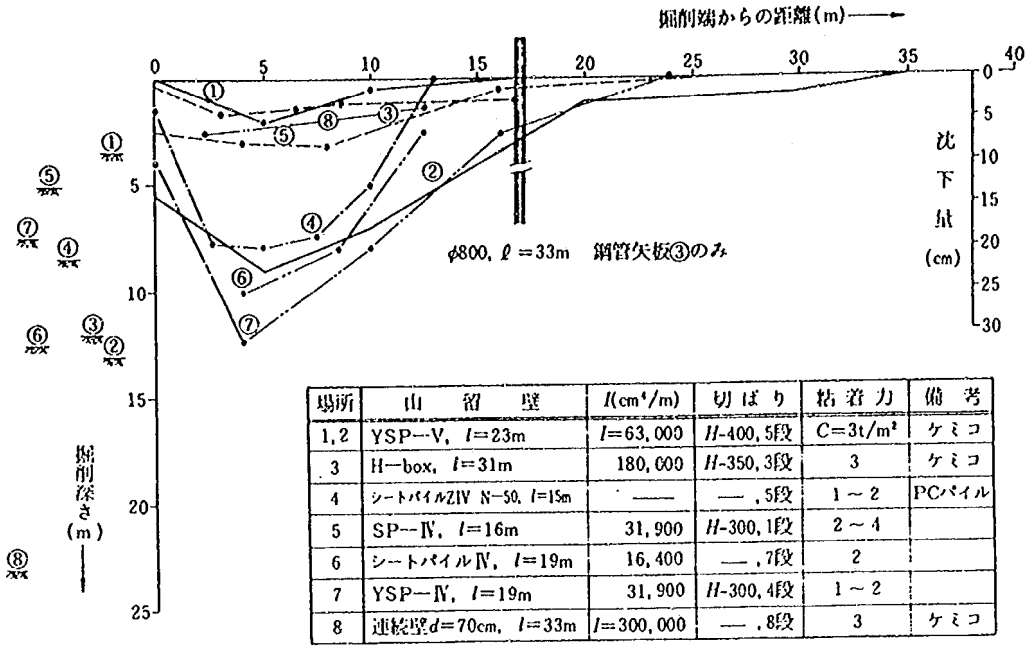
鋼矢板の変形と周辺地盤の沈下は図－3のような2つのパターンがある。このうち，(a)は砂地盤等の良質地盤で生じるもので，主働状態でのすべり面が沈下範囲の目安になる。しかし，(b)は粘性土等の地盤で，沈下の範囲も広く，それを理論的に推定する方法はないようである。



図－3　土留壁の変形と地盤沈下

以上のように，沈下水位の低下範囲あるいは地盤沈下の範囲を理論的に推定することは困難である。そこで工事における実測値から地盤の沈下範囲を推定した結果を文献(3)より抜粋する。

「図－4は，ϕ≒0の軟弱粘性土地盤の掘削で剛性の異る各種の土留壁を使用した場合の，周辺地盤沈下の実測データをまとめたもので，この図から次のことがいえる。



場所	山留壁	I(cm⁴/m)	切ばり	粘着力	備考
1,2	YSP—V, l=23m	I=63,000	H-400, 5段	C=3t/m²	ケミコ
3	H—box, l=31m	180,000	H-350, 3段	3	ケミコ
4	シートパイルZIV N-50, l=15m	——	—, 5段	1～2	PCパイル
5	SP—IV, l=16m	31,900	H-300, 1段	2～4	
6	シートパイルIV, l=19m	16,400	—, 7段	2	
7	YSP—IV, l=19m	31,900	H-300, 4段	1～2	
8	連続壁d=70cm, l=33m	I=300,000	—, 8段	3	ケミコ

図－4　掘削に伴う周辺地盤の沈下量実測データ

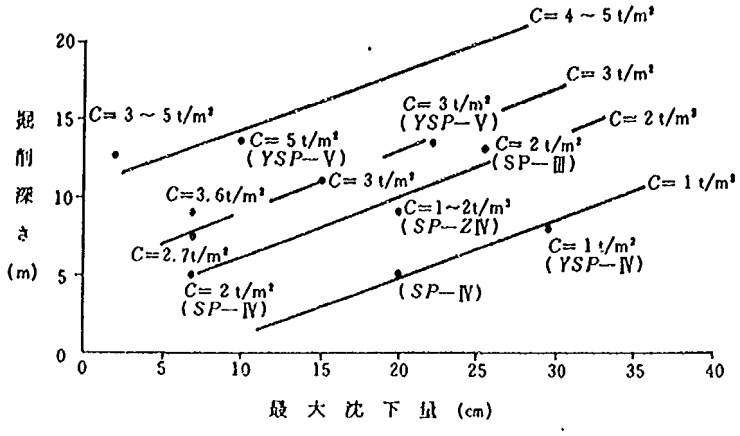
(i) 沈下の影響範囲は，掘削深さとほぼ等しいものから掘削深さの約3倍まで及んだものまであり，掘削面以下の土層構成によって異る。

(ii) 最大沈下量の発生する位置は最大掘削深さの約 $1/2$ の距離である。

(iii) 同種の地盤で同規模の掘削を行う時は，剛性にほぼ反比例した沈下量が発生する。(②，③)

図－5は，鋼矢板Ⅳ型，Ⅴ型等の比較的剛性の小さい山留壁を使用した場合の，"掘削深さと周辺地盤"の最大沈下量の関係をまとめたものであり，これから次のことがいえる。

(i) 山留壁の剛性が等しい掘削では，掘削深さと最大沈下量は，ある範囲でほぼ比例している。しかし，C＝3～4 t/m^2 程度以上の強度になると，ある掘削深度までは沈下はほとんど生じないことが分る。



図－5　掘削深さと周辺地盤最大沈下量の関係（鋼矢板壁の場合）

工事における実測結果からは，掘削深さの3倍程度の範囲が沈下しており，この現場では掘削深さが約5.5 mであるから，ＰＩＰ土留め壁の端は建物から約17 m程度離すことが必要であろう。

なお，工事に当っては，地表面の沈下の監視のほか，地下水位の変動についても調べることが必要であろう。

3. 最適な土留め工法

表－1に土留め工法の比較を示す。この表から見て，建物の沈下を防ぐためには，鋼矢板工法，柱列杭工法，連続地中壁が適している。しかし，鋼矢板は前述のように周辺地盤の沈下を確実に防ぐことは難しいので十分な調査検討のうえ問題がないことを確認したうえでなければ採用できない。連続地中壁は周辺地盤の沈下を防止するには優れた方法であるが，施工費は柱列杭工法よりかなり高額である。

したがって，この現場では，柱列杭工法（例えばＰＩＰ工法）が最も適していると考えられる。

表－1　山留壁の比較

山留壁 ＼ 比較項目		地盤の状態			施工の条件		掘削の形状		工期	工費
		軟弱地盤	砂レキ地盤	地下水位が高い地盤	騒音振動	周辺地盤の沈下	浅い	広い		
親杭横矢板		×	◎	×	×	×	○	○	◎	◎
鋼矢板	軽量鋼矢板	○	×	○	×	×	◎	○	◎	◎
	鋼矢板・鋼管矢板	◎	×	◎	×	○	○	○	◎	○
場所打ちコンクリート壁	柱列杭	◎	○	○	○	○	○	○	×	×
	連続地中壁	◎	○	○	○	◎	○	○	×	×

◎ 有利　　○ 普通　　× 不利

（参考文献）

(1) 渡辺桃太郎：ブーシネスクの式による水平方向土圧図表，土と基礎，S.49.3，p.57～63

(2) 久保田敬一他：透水一設計へのアプローチ，鹿島出版会，S.51.7

(3) 高野　孝他：開削工法，根切工法，山留工法のチェックリスト，基礎工，S.51.8,p.2～36

（施　工　研　究　室）

3－4

防災工事における擁壁の施工高とストンガードの設置高さの決定について（52. 沖縄）

（質　問）

落石防止等の施工法の一つとして擁壁及びストンガードの設置があるが，その場合における構造決定について一般的な目安あるいは基準があれば御教示願います。

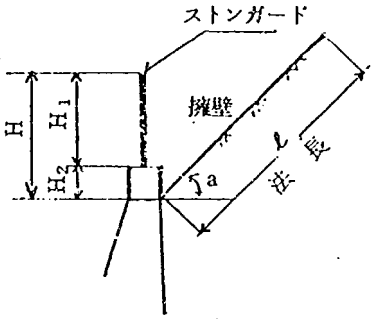
1）山の法長あるいは，法勾配から防止柵の高さの決定基準を設けられるとすれば，その標準をどのように設ければ良いか？（※Hの決定）

2）必要な高さ（H）が決定した場合

$H = H_1 + H_2$ の施工配分をどのように決めれば良いか？

たとえば，$H = 3\,m$ とした場合 $3\,m$ のストンガードを施工する方法と $1\,m$ の擁壁を設けて残りの $2\,m$ をストンガードで施工する場合が考えられる。

（経済比較ではコンクリートの方が安いと思われる）



（沖縄総合事務局北部国道事務所）

（回　答）

落石防止等の施工法として，擁壁及びストンガードの構造決定については，特に基準と言うものはないが，目安に近いものは，高速道路調査会等でまとめられている。(1)(2)(3)(4)(5)

また，道路協会で現在落石に関する報告書のとりまとめが進んでいる。

ストンガード等の防災施設は，一般に落石や小崩壊に対するもので，防災上最も問題となるのは，施設を計画する時に想定した崩壊の形態ならびに落下運動の状況と異ったケースの崩壊が発生する場合であり，したがって，崩壊形態，規模，崩壊後の動きを正しくつかむことが重要である。

また，落石等によるエネルギーをまち受け施設だけで防止することは，特に法高が大きい場合などでは一般に困難なので，落石源の除去，浮石の根固め，落石源近傍での柵等の設置及び運動速度を減少させる効果も有する防止網（ロック・ネット）の設置も併用することが望ましい。

ストンガード（防護柵）について，高速道路調査会[1]等では，次のようにとりまとめられている。

(1) 工法の概要

落石や小崩壊が発生しやすい斜面の最下部又は中段に設置し，これを阻止する構造物である。

日本道路公団設計要領では，「硬石，軟石，軟岩又はレキ混り土砂等の切土ノリ面において，切土高が14m以上であって，（落石）防止網だけでは剝落又は落石のおそれのある場合は（落石）防止柵を設置することが望ましい」となっている。

ケーブル金網式の一般的な構造は，金網，ワイヤーロープを支える中間支柱と端末支柱からなる。

(2) 特　徴

(イ) 基礎は他の構造物に比較して小さい。

(ロ) 大がかりな重機が不要で設置が容易。

(ハ) 維持補修が容易

(ニ) 排土口を設けると堆積土砂の除去が容易

(ホ) 柔構造物のため動荷重に適する。

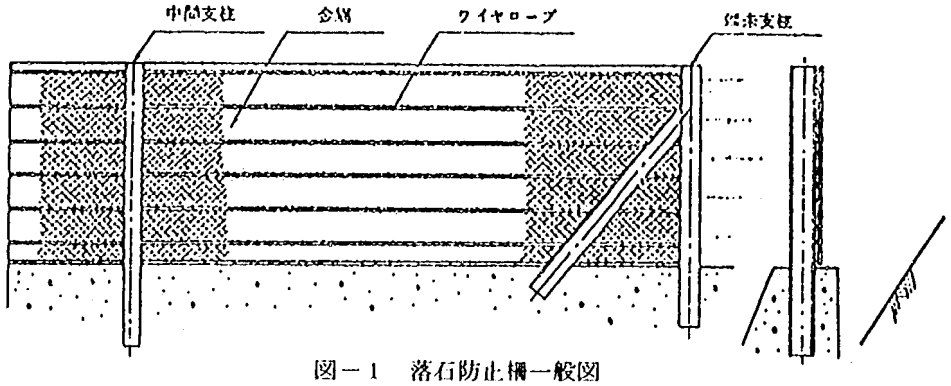
(3) 設　置

(イ) 柵高は落石の軌跡を推定して充分な高さをとる。

(ロ) 設置延長は地形地質等による落石のちらばりを考慮して充分な長さをとる。

(4) 仕　様

一般図を図－1に示す。



図－1　落石防止柵一般図

(5) 施工の条件

動いている石や土塊を止めるのであるから，一度に止める量が少ないこと，岩塊であれば小さいこと，速度が遅いことが条件になる。

(イ) 斜面こう配がゆるい（一般には8分以下）。

(ロ) 柵設置個所の斜面側に緩衝用の緩斜面（平場）を場所の許すかぎり設ける。

(ハ) ワイヤーロープ間隔は35m以下が望ましい。

(6) 設　計

(イ) 計算式は提案されているが，実測と比較した例は少なく，経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

(ロ) 衝突時の各部材のエネルギー分担は，衝突位置，落石条件により異なるが，経験的に表－1が提案されている。

表－1　部材のエネルギー分担比率

エネルギー吸収部材，項目	エネルギー分担比率
ワイヤーロープ伸び	$x_R = 0.1 \sim 0.3$
支柱の変形，移動	$x_P = 0.3 \sim 0.6$
金網の変形，落石の破損他	$x_n = 0.1 \sim 0.2$
落石の反撥	$x_s = 0 \sim 0.3$

(ハ) 両方の固定端の間が短かい時は，長い所に比べて，ワイヤーロープの伸びによるエネルギー吸収が少ないと考えられるが，低下割合の実測例はないようである。

(7) その他

急傾斜地対策工事例では，中間支柱のH形鋼は切断せず，コンクリート部分で切断した。端末の固定支柱の変形によるエネルギー吸収が大きかった。

次に個所の質問事項について

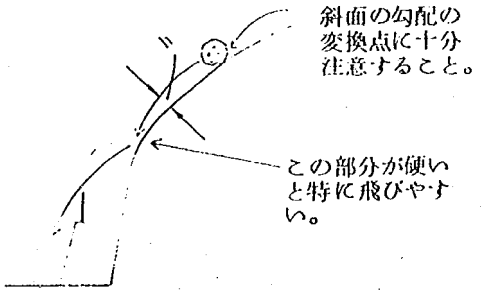
(1) 防止柵の高さの決定に関しては

(i) 落石が防止柵に当らず飛びこえないこと

落石の落下には，斜面に沿って転がったり，滑ったりして落下するものと，斜面を飛びながら落ちるものとがある。この場合，特に後者のケースが検討の対象となる。

これには，斜面形状，法長，法勾配を測量するとともに落石発生装置，落石又は土塊の形状をなるだけ正しく想定し，どの様にバウンドしながら飛行するか，その飛行経路を検討する（図－2参照）。

構造物の設計に際しては，落石の入力方向は斜面に平行とし，入力の最大高さ(h)は2.0 mとする。ただし，斜面によっては，状態が均一で2.0 mとすると大きすぎる場合もあるし，逆に突起物などが多く，異常に高くはね上ることもあるので，この点を十分考慮する。



図－2

(ii) 落石又は土塊の先頭は柵に当たるか，柵の裏にこれが堆積し，続いて落ちて来る落石（又は

土塊）が堆積した落石（又は土塊）の上を通過し防止柵を越えることがないこと。

この場合は，落石（又は土塊）の量に関係するので量をなるたけ正しく想定することが重要である。

堆積の形も関係するが，実際上そこまで，検討するのは困難なことが多い。

(2) 防止柵は支柱及びワイヤーロープでできているがこれは一般に鉄製であり，落石の衝撃によって変形はするが落石を止める効果は大きい。

これと同じ効果をコンクリート構造物で期待するには，ある断面以上である必要から通常の擁壁の形状では，落石防止のため大きな高さが必要な場合は，擁壁だけで防止するとすれば，むしろ底面での断面が大きくなり，工費が高くなる。

理屈の上からは，H_1 と H_2 の配分は必要な断面を考慮した場合の経済比較により決定されることになるが，落石の衝撃力等はまだ良く分っていないので実際は過去の施工例の多いもの，あるいは，施工後の実績が良かったものに近い形状の防止柵が採用されることになる。

Hが3 mの場合は，擁壁（H_1）は2 m，ストンガード（H_2）は1 m程度が現状では妥当だと考えられる。

（参考文献）

1. 高速道路調査会＂落石防護施設の設置に関する調査研究報告書（日本道路公団委託）＂昭和昭和49年2月
2. 日本道路公団設計要領
3. 日本道路協会，＂のり面と斜面安定工指針＂　昭和54年4月
4. 建設省河川砂防技術＂（設計編，急傾斜地崩壊防止施設の設計（案）＂
5. 日本国有鉄道，＂落石対策の手引＂，昭和53年3月

（急傾斜地崩壊研究室）

3－5

PC桁上の伸縮装置の補修について　（53. 関東）

（質　問）

既設ＰＣ桁（ポステン，プレテン）の伸縮装置は，一般にカットオフジョイントを用いているが，補修の段階で破壊原因を調べて見ると桁と樹脂モルタルとの密着性が悪いため樹脂モルタルがハクリして毀れていることが判明した。これの補修方法としてカットオフに替る他の伸縮継手に取り換えたいがＰＣ桁本体のＰＣ鋼線定着部に悪影響を及ぼさないで補修出来る方法。

（横浜国道工事々務所）

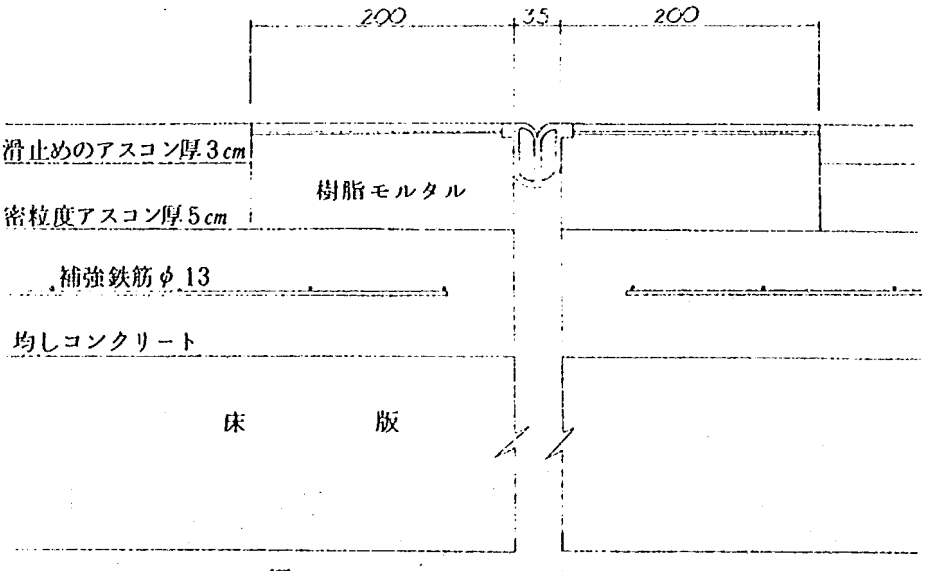
（回　答）

今回質問の対象となったポストテンションＰＣ桁は建設省標準設計に示されたものである。標準設計では無理のない横締めを行うために，最大橋梁幅員は１３ｍ，路面横断勾配を取らせるための桁の回転は２％までとしている。路面横断勾配の調整は，桁の回転および舗装厚の調整を行って処理している。

今回対象としている橋梁は，幅員が１７ｍもある４車線自動車専用道路である。このため，路面横断勾配を桁の回転によって処理すると，横締めによって予想しない偏心モーメントが床版に作用する恐れがあるため，横断勾配を処理するために均しコンクリートを打設している。

最初設置されたカットオフジョイントは，図－１に示すように，この均しコンクリート上に設けられた。７～８年後このカットオフジョイントが破損したため補修を行なった。このときは，均しコンクリート上面をチッピングした後カットオフジョイントを設置した。ただし，交通を遮断しないために２車線のうち１車線を開放し，ジョイント設置作業は夜間に行ない，翌日には交通開放している。施工時期は３月である。

次に，補修後１年程で補修した部分の一部に破損が生じたので詳しく調べた結果，カットオフジョイントの樹脂モルタルと，均しコンクリートの間が剝離しているだけでなく，その下の均しコンクリートと床版コンクリートの間にも剝離が生じていることがわかった。均しコンクリートと



図－１　カットオフジョイント

床版の間に剝離が生じた位置は，ちょうどプレキャスト桁の位置と対応していた。すなわち，均しコンクリートの打設にあたり，プレキャスト桁床版面のチッピングは行なっておらず，この面での付着強度は低かった。

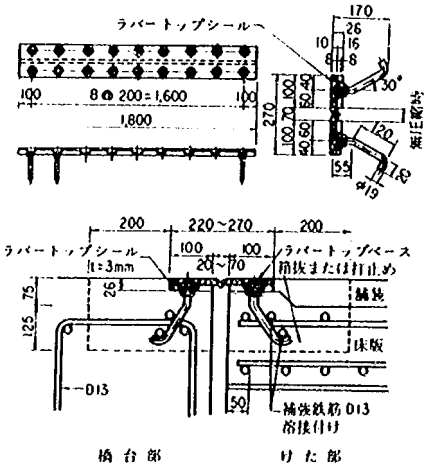
質問は，このような均しコンクリートがある場合に①均しコンクリートをそのままにしてカット

オフジョイントを再度設ける。②均しコンクリートまで除去し，床版面をチッピングして強度の大きい均しコンクリートを再度打設してカットオフジョイントを設ける。③床版および桁に，強固に取りつけたジョイント構造とする。のいずれの構造を取るかについて，回答を求めたものと思われる。

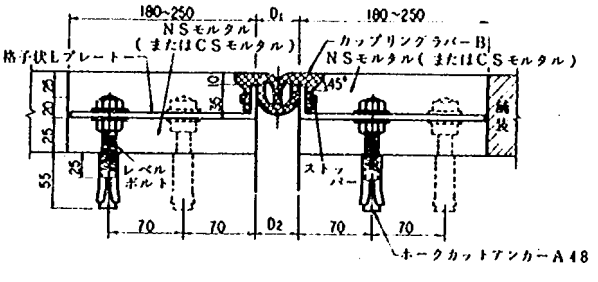
まず，ジョイントの施工養生が十分行われた場合について考える。①の方法については，すでに打設されている均しコンクリートの強度および打設時の床版面チッピング処理方法に問題がある。先に述べたように，標準設計では，今回対象となった橋のように均しコンクリートは打設しないのが原則である。しかし，やむを得ず均しコンクリートを打設した場合，その性質上，かなり薄いものとなること，また，強度を期待しないため低強度のコンクリートが使用されていることなどが指適されよう。したがって均しコンクリートをそのままにしておくと補修時に損傷したジョイント部を撤去する際の衝撃で，均しコンクリートと床版コンクリートの付着が劣下し，その後の補修効果を相殺してしまうことも考えられる。したがって①の方法は，抜本的な補修方法とは考えられない。

②の方法は，①の方法の欠点をなくしたもので，カットオフジョイントを新しく設置した場合と同等の効果が得られるものと考えられる。

③の方法では，桁と床版を削るなどの作業が必要である。しかしながら，標準設計の床版厚は19～20cmと薄いので，あまり深く削ると床版に損傷を与えることになる。したがって図－2に示すラバートップジョイントなどを補修に適用することはこの場合適用でない。適用できるジョイントの例としては図－3に示すカップリングジョイントが考えられる。カップリングジョイントであれば床版および桁端部のＰＣ鋼棒定着部に悪影響及ぼす心配はほとんどないといえる。この場合にも均しコンクリートは打換えるべきであろう。



図－2　ラバートップジョイントの例



図－3　カップリングジョイントの例

なお，一般にジョイントの補修作業は夜間行われる例が多いので，特に冬期における施工にあたっては，樹脂モルタルの養生を十分行なって強度の確保に努めなければならない。また，樹脂モルタルとコンクリートとの付着面の清掃を十分行なうよう注意する必要がある。

（橋梁研究室）

3－6

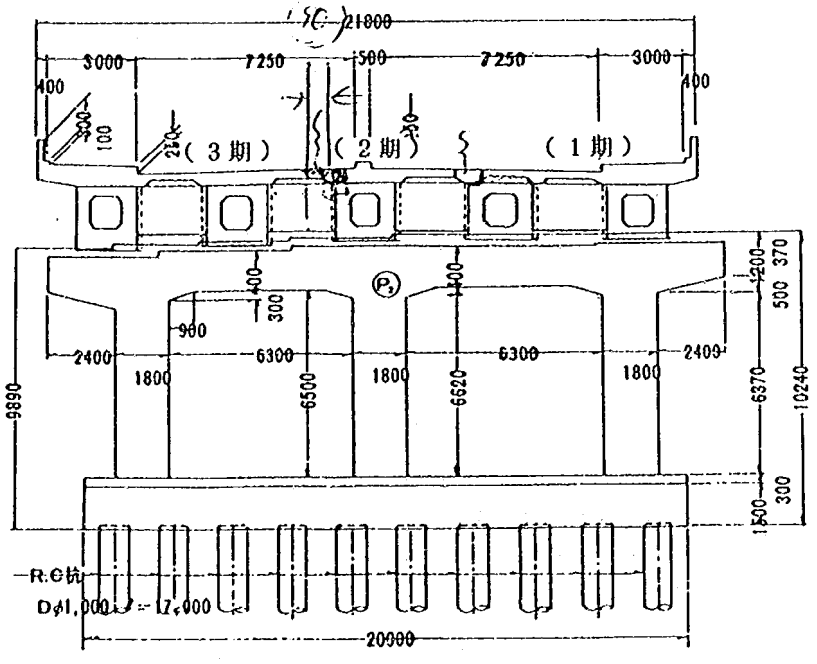
国道１６号横浜市内尾張橋架替工事の床版の施工について

（５３．関東）

（質　問）

交通を通しながらの橋梁架替工事であるため１期工事が完成してこれに交通を切替えた後２期工事の床版を施工するので交通による振動の影響をうける。これに対する施工についてコンクリートの品質・施工法・養生等を現在検討中でありますが，これについて実例等がありましたらお教え願いたい，また施工指針のようなものを作っていただきたい。

なお今回の場合は施工中も全面的な交通止めは出来ない状態であり，施工は交通量の少い２２時～５時位を考えているが，この時間の交通量は約6,３００台うち大型車が1,６００台程である。



標準断面図

（横浜国道工事々務所）

（回　答）

硬化中に振動を受けるコンクリートまたは鉄筋コンクリートの強度に関する研究は，比較的少ないが，２～３の研究結果によると次の通りである。

① コンクリートは，打設後５時間程度まで継続する振動によって強度は増加し，それ以上続けると強度は若干低下する。さらに８～１０時間以上振動を継続すると強度に及ぼす影響はほとんどなくなる。

② 鉄筋と硬化中のコンクリートが同時に振動を受けた場合，鉄筋の付着強度はかなり増大する。

③ 硬化中のコンクリート内の鉄筋を振動させた場合，鉄筋とコンクリート付着性状は著しく損われる。

④ 鉄筋を固定し，硬化中のコンクリートに振動を加えた場合，鉄筋の付着強度に悪影響はない。

⑤ コンクリート打継ぎ目の強度は，振動により２０～３０％程度低下する。

すなわち，交通振動により，床版打継目は何らかの影響を受けるものと思われる。しかしながら，今のところ，その影響の度合を定量的に結論づけるまでには至っていない。また従来，コンクリート床版の補修補強時に，片側車線の交通はそのままにして床版コンクリートの打設養生を行なった例が多々あるが，かといって交通開放後，床版打継目に破損が生じた例は，ほとんどきかれない。したがって，施工にあたっては，大型車両の交通制限および車両の速度制限などを行って，振動そのものをなるべく小さくするようにすればよいものと思われる。

（参考文献）

１）山下，平野，塚山，神垣，＂養生中に継続振動をうけるコンクリートの諸性質について＂
セメント・コンクリート№２８７

２）谷藤，松崎，＂コンクリートの硬化中における振動の影響＂
第３回日本道路会議論文集

３）西村，島田，藤井，荒木，＂打設時振動によるコンクリート強度特性の変化について＂
土木学会第２６回年次学術講演会講演概要集

（橋梁研究室）

3 － 7

近接トンネルの調査および施工について　（54. 九州）

（質問）

1. 近接トンネル設計に当ってどのような調査を行なう必要があるか。
2. 近接トンネルを第１期として暫定使用し，第２期で完成施工するに当ってどのような施工方法が考えられるか。また施工上どのような留意点があるか。

〔現地状況〕

① 地　　質 …… 第4紀層の安山岩と火山角礫岩の互層を成し，岩質は堅硬で風化は深部まで進んでいない。又，大きな断層は考えられない。

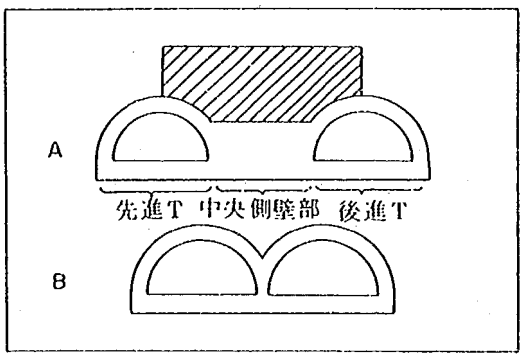
② トンネルの土被り …… 最小　15m程度

③ 状　　況 …… トンネルに近接して市道および水源池があり施工に際しては市道を全面規制できない。

（長崎工事事務所）

（回答）

近接トンネルの設計上の問題点は，単一トンネルと比較して，トンネル相互が影響して先進トンネルの土圧が大きくなる点である。作用する鉛直土圧は側壁を通して下部に伝達されることになるので，両トンネルの側壁が共通となる中央部側壁（ピラーと呼ばれる）の設計は特に重要であり，地耐力が問題となる。概略的には土被りの薄い場合，図－1Aの斜線部の地山荷重がピラーにかかるとして検討することができる。今回の場合，地山が良いので図－1Bのように中央部をもっとせまくしても良いと思われる。この方が後に述べるように施工上，好都合だからである。なお地山の地耐力を調べるために，地質調査としてボーリング・コアの一軸圧縮強度等を調べるのが望ましい。



図－1　模　式　図

トンネルの施工にあたっては，地山をゆるめないことが必要であり，この点においても，ピラーの施行が要点となる。ピラーは一般的に先進させて施行し，地山との間隙を十分に充填することが必要となる。図－1Aのように中央部を広くとると，先進導坑の断面が大きくなって施工コストが上がるとともにゆるみも多くなりがちである。したがって地耐力の点で問題が生じないかぎり図－1Bのように近づけるのが良い。

2期工事の後進トンネルの施工の問題点としては，先進トンネルの施行により地山がすでにゆるんでいるところを掘る可能性が多いこと，および先進トンネルに後進トンネルの掘削の影響が出ることである。

先進トンネルに与える影響としては，土圧の増加，地山の変形，発破振動などがあり，いずれも覆工にクラックを発生させる要因となるので，先進トンネルの覆工には用心のため鉄筋を入れておくことが望ましい。

質問とは直接関係がないが，参考図によると終点側坑口はコンターと平行にトンネルが入るようになっているので偏圧並びに坑口位置の十分な検討を行う必要があると考えられる。㐧222付近も検討の必要がある。

（トンネル研究室）

3－8

バイパス計画に係わるトンネル上部盛土を施したときのトンネルに与える影響の解析手法について（54. 九州）

（質問）

トンネルの応力解析は一般に

(1) 地山のゆるみ高さと，それによって発生する主働土圧の推定が困難である。

(2) 覆工コンクリートの力学的構造系が明確でない。

(3) 覆工の変位を地山が拘束することによって生ずる受働土圧の決定が難かしい。

以上のような理由で極めて難しく，オーソライズされた解法というものはないが通常の山岳トンネルでは従来の類似のトンネルの例を参考にし覆工厚等を決めているし，一方明り巻トンネルは，力学的構造系も明らかでありトンネルに作用する土荷重についてもはっきりしているのでその解析についての理論的な問題は少ない。

当該トンネルは通常の山岳トンネルとして築造されたものと解されるが，現在4.8ｍの土かぶりの上に8.5ｍの盛土をしたときの正確な力学的解析はきわめて困難であり，現実に即応した解析手法の採用に苦慮している。明確な解析手法があればその資料を提供していただければ幸いである。

（参考）

現在はとりあえず，「Proctor・White氏の図式解法」によって覆工応力の解析を試みに採用している。

（北九州国道工事事務所）

（回答）

トンネルの構造物としての安全性は，トンネルが受ける外力とトンネル構造物自体の強度とを比較することによって明らかになる。したがってこの二者について別々に検討していくのが良いと思われる。

まずトンネルが受ける外力について述べる。4.8ｍというトンネル径の約１／２のうすい土かぶりがトンネルにあたえる外力の大きさは，地山強度によって，０から全土かぶり荷重になるまで様様である。地山が健全な花崗岩であれば０であるし，乾燥した砂のように粘着がなければ全土かぶり荷重がトンネルに作用する。千葉市の貝塚トンネルの例では，土かぶりがトンネル直径の0.41倍，粘着力0.65Kg／cm²，摩擦角26°という条件で全土かぶり荷重の約半分の荷重がかかった。こ

こでは安全のために全土かぶり荷重がかかるものとする。次に盛土による土圧の場合は全土荷重が地中構造物に作用すると考えるのが妥当である。したがって，両者をあわせて，8.5 m + 4.8 m = 13.3 mの地山高さの土荷重が外力としてトンネルに作用することになる。トンネル応力解析はここからさらに応力のレベルにまで解析を進めるやり方であるが，覆工と地山の接触状況に関してわからないことが多いため，問題が多い。

次にトンネル構造物自体の強度であるが，これは実験的にもとめられる[1]。それによると覆工厚45 cmのとき覆工の耐荷力は地山の高さにして約53 mである。

これらを比較すると，大まかに言って，トンネルが受ける外力は地山高さにして13.3 m，トンネルの強度は地山高さにして53 mであるから，強度が外力を大幅に上まわるから，このトンネルは安全であると言える。しかし，覆工の強度を十分に得るためには，地山と覆工とが密着していることが必要であり，この条件を満すようにするため，トンネルには充分な裏込め注入を実施することが必要である。また，盛土によってトンネルに加わる土圧が大きくなることが予想されるので，安全管理上，盛土施行時にトンネル壁面にクラックが発生しないかどうか注意することも必要である。

参考文献

1）道路トンネル便覧　　昭和50年1月，111P，日本道路協会

（トンネル研究室）

3－9

亜熱帯地方に於ける鋼構造物の塗装仕様と維持管理の基準について

（52. 沖縄）

（質　問）

年間降雨量2,118㎜，月平均湿度78％，月間日照率の平均46％，月間蒸発量の平均1,678㎜，年間日最高気温30℃以上の日数84日，沖縄が300㎞以内に入った台風の数109ケ（1941～1970）及び海塩粒子の附着量は沖縄の許田で158㎎/㎡に対し，兵庫県淡路島で14㎎/㎡……等沖縄は本土に比べ，太陽光線に依る塗膜の熱劣化，紫外線劣化，風，集中豪雨，台風に依る海塩粒子の附着等，自然条件がきびしく塗膜劣化が著しい。

これら条件下に於ける橋梁の塗装仕様と供用後における塗装替の時期，塗り方，ケレン，塗装間隔，塗回数（膜厚），旧塗装系との関係等の維持管理上の問題点について御指導願いたい。

沖縄総合事務局道路建設課
日本道路公団 沖縄建設所

（回　答）

1. 新設鋼橋に適用する塗装系の選定について

新設鋼橋に適用する塗装系は，架設地点の腐食環境，橋梁の規模や構造，製作及び運搬ならび

表－1　塗装系とその特徴

適用環境	下地処理	第1層	間隔	第2層	間隔	第3層	間隔	第4層	間隔	第5層	間隔	第6層	特性	
													防錆性	上塗の耐候性
一般環境における外面	原板ブラスト	長ばく形エッチングプライマー	12h～3M	鉛系さび止1種	48h以上	鉛系さび止1種	24h～6M	フタル酸系中塗	24h～10d	フタル酸系上塗				
	製品ブラスト	短ばく形エッチングプライマー	1h～12h	同上	48h以上	同上	24h～6M	フタル酸系中塗	24h～10d	フタル酸系上塗				
海岸環境における外面	原板ブラスト	長ばく形エッチングプライマー	12h～3M	同上	48h以上	同上	48h～6M	フェノール系MIO	3d以上	塩化ゴム中塗	24h～3M	塩化ゴム上塗		
	製品ブラスト	厚膜型無機ジンク	48h以上	短ばく形エッチングプライマー	1h～12h	フェノール系ジンククロメート	12h～7d	フェノール系MIO	3d以上	塩化ゴム中塗	24h～3M	塩化ゴム上塗		
海水のしぶきを受ける環境における外面	製品ブラスト	同上	同上	ミストコート（エポキシ）	－	エポキシ下塗	24h～3M	エポキシ下塗	24h～3M	ポリウレタン中塗	24h～7d	ポリウレタン上塗		
	同上	同上	同上	同上	－	同上	24h～3M	同上	－	ポリウレタン用中塗	24h～7d	ポリウレタン上塗		
	同上	厚膜型有機ジンク	同上	エポキシ下塗	24h～3M	同上	24h～3M	ポリウレタン中塗	24h～7d	ポリウレタン上塗				
内面及び着色の不要な面	原板ブラスト	無機ジンクリッチプライマー	48h～6M	タールエポキシ	24h～10d	タールエポキシ	24h～10d	タールエポキシ						
耐熱性が要求される面（鋼床版下面）	同上	無機ジンクリッチプライマー	同上	エポキシ下塗	24h～3M	エポキシ下塗	24h～3M	エポキシ下塗						

（注）‖→　現場塗装する場合

ミストコートはエポキシ下塗を50％程度のシンナーで希釈したもので，発泡を防止するために塗付する。

従って，下塗を塗るまでの間隔は短い方がよい。

に架設の方法などの施工に関する事項等を考慮に入れて，これらの条件に適性のある塗装系の中から選定しなければならない。従って，塗膜性能だけで選定できない場合がある。

ここでは，沖縄の腐食環境を推定したうえで，その環境に適性を持つと思われる塗装系を選んでみた。

沖縄の海岸に架設された鋼橋は，その立地条件ならびに気象条件の苛酷な点から考えれば極めて厳しい腐食環境にあると推定され，海塩粒子付着量の大きいこともそれを裏付けている。

従って，新設鋼橋に適用する塗装系としては，海上橋に適用できる塗装系の中から選定するのが適当であると判断される。ただし，海岸線からかなり離れた地域では，海塩粒子の影響も著しく小さくなるから，従来より用いられている油性さび止め～フタル酸系の塗装系も適用できると思われる。

なお，塗装系に用いる上塗塗料は，沖縄における日射量の大きい点を考慮して，紫外線劣化に対して抵抗性の大きいものを採用することが望ましい。

適当と思われる塗装系とその特徴を表－1に示す。

塗装系の実際への適用に当っては，構造部位別の腐食特性，着色の必要性，塗り替えの難易などを考慮する必要があり，1つの橋梁に2～3種類の塗装系が併用される場合もある。

2. 塗装替の時期について

塗り替え時期は，防錆上の見地からは早いほどよいが，余り早すぎては不経済である。遅すぎると腐食が進み塗り替え費用がかさむばかりか十分なさび落しができないため塗り替え塗膜の寿命が著しく短かくなるなど経済上のマイナス面が多い。このため，塗膜の劣化状況とにらみ合わせて経済上最も有利になる時期をえらぶことが大切である。塗膜劣化がどの程度になったら塗り替えるべきかは，塗装系や架設環境によって異なるほか仮設足場用吊元の有無など足場仮設費に影響する要因によって左右されるので簡単ではないが，一般的な塗装系の場合は，イギリスの鉄鋼研究会の防食研究所で最も経済的な塗り替え時期としている塗膜全体の0.2～0.5％にさびを生じた時期が適当と考えられる。

一方，厚膜のジンクリッチペイントなど亜鉛系の防錆下地の上に厚膜の塗装を施したいわゆる長期防錆型塗装系の場合は，素地から発錆させると塗り替えが甚だ面倒になるので，素地から発錆する前に塗り替える必要がある。ただし，長期防錆型塗装系は一般塗装系と比較して水分や酸素などの腐食性物質の透過が著しく小さいため，塗膜欠かんが全面に発生することは考えられず，運搬及び架設時の損傷部分の現地補修箇所などの特定箇所に欠かんの発生が限定されると思われるので，供用初期にこれらの欠かんを点検により発見し適切な補修塗りを実施しておけば，以後は，亜鉛系防錆下地を温存しながら，中塗及び上塗のみの塗り替えで維持管理ができるので，長期防錆型塗装系の場合は，塗り替えよりもむしろ補修塗装が中心となり，それだけに，点検及び補修のしやすい構造と設備が必要になると考えられる。

一次プライマーにジンクリッチプライマーを用いる形の塗装系の場合にも，長期防錆型塗装系に準じた形で，点検により発錆箇所を発見したら，拡大しないうちに補修塗りを励行することが

望ましい。

塗り替え時期に達したかどうかの判断は，塗膜の劣化形態が，われ，はがれ，ふくれ，さびなど様々であり，しかも，われやふくれのように接近して観察しないとわからないものもあるのでかなり，困難であるが，塗膜劣化度を標準写真と比較して判定する方法が最も実際的である。日本道路協会の「鋼橋塗装便覧別冊資料塗膜劣化度およびケレン程度規準」はそのような主旨で作成されたもので，現在は更に使い易くしかも実用的価値を高めるための改訂作業が進められているので利用するのがよいと思う。

3. 素地調整について

公害問題などがあってブラスト工法によるさび落しを塗り替え工事に採用する例は極めて少ない。通常は手工具や電気サンダー，パワーブラシなどの動力工具が用いられ，とりわけ電気サンダーが利用されることが多い。

電気サンダーは，劣化塗膜の除去はかなり能率的にできるが，固着したさびの除去には殆んど無力で，かなりの固着さびを残したままその上に塗装されているのが実情である。海岸地域における塗り替え塗膜の耐久性が小さい結果となっているのは，塗装系が適当でないほかにさび落しが不十分なことも大きな原因と考えられる。塩分を含んだ固着さびに対して適性のある塗料が開発されていない現状では，さびた面に対しては，できる限りよくさびを落して高性能の塗料を厚く塗る以外に長持ちさせる方法はないようである。その意味でも，塗設時の塗装系の選定と適切な塗膜の維持管理が大切である。

4. 塗り方について

塗り替えなど現場での塗装は，足場の関係や通行中の人車及び民家等への塗料の飛散防止などのため，一般には け塗りがおこなわれているが，そのような恐れのない環境で平面部分の多い橋や箱げた内面などでは，吹付け塗りやローラー塗りが採用されることもある。

はけ塗りは，簡単な足場でも複雑な形状の被塗物でも凹凸の激しい面に対してもすみずみまで塗料を塗り付けることができるし，熟練すれば種々の塗料をかなりの厚さに塗ることもできるほか，塗装に際して損失が少なく従って周囲への塗料の飛散も少ないなど多くの利点を持っている。しかし，フェノール樹脂系ＭＩＯ塗料やビニル樹脂系塗料のような溶剤型の速乾性塗料を厚く均一に塗ることは困難である。

吹付け塗りは，エアレススプレーとエアスプレーをうまく使い分ければどのような性状の塗料でも能率的に塗装できるが，塗料の損失が大きく周囲への塗料の飛散が多い，凹凸の激しい面には塗料がよく付着しない，装置の重量が大きく動力源が必要である，などの理由から現場ではあまり採用されていない。しかし，吹付け塗り以外には均一な塗装が困難な塗料の場合や構造的に吹付け塗りに適し，かつ，環境上の問題がない場合には現場でも採用されることがある。

ローラー塗りは，広い平面の塗装には能率的であるが段のある部分や隅の部分には不適当で複雑な形状の鋼橋には適当とは思われない。

以上のように塗装の方法は種々ありそれぞれ特徴を持っているが，塗り替えにおけるさび止め

第1層のように凹凸がありかつさび層やほこり等の付着物のある被塗面に対しては，やはりはけ塗りが最も有効であると考えられる。しかし，今後は，塗り替えの場合にも他の塗装法の特長を生かした使い方がされると予想される。

5. 塗装間隔について

塗装間隔は，塗料の種類及び塗料の組合わせにより異なるが一般には短かすぎても長すぎても塗膜性能によい結果を与えない。代表的な塗料の組合せについて塗装間隔の下限及び上限を示せば表－2のとおりである。従って，新規塗装の場合に工場塗装と現場塗装の間隔が表－2の上限

表－2　各塗料の塗装間隔の制限（温度20℃）

塗料名	塗装間隔
エッチングプライマー（短）	1h ～ 12h
エッチングプライマー（長）	12h以上
厚膜型無機ジンクリッチペイント	48h 〃
厚膜型エポキシジンクリッチペイント	48h 〃
無機ジンクリッチプライマー（ショッププライマー）	48h 〃
鉛系さび止め塗料（鉛丹1種→鉛丹2種）	48h 〃
鉛丹2種→長油性フタル酸樹脂塗料中塗	24h ～ 6M
鉛丹2種→フェノールMIO	48h ～ 6M
鉛丹以外の鉛系さび止め塗料　1種 → 同じ1種	24h以上
同　上 → 長油性フタル酸中塗	24h ～ 6M
同　上 → フェノールMIO	48h ～ 6M
長油性フタル酸・樹脂塗料　中塗 → 上塗	24h ～ 10d
塩化ゴム系塗料　中塗 → 上塗	24h ～ 3M
フェノール樹脂系ジンククロメートプライマー → フェノールMIO	12h ～ 7d
フェノールMIO → フェノールMIO	16h以上
同　上 → 塩化ゴム系塗料　中塗	3d以上
厚膜型エポキシ樹脂塗料プライマ → 同左プライマ	24h ～ 3M
同　上　ウレタン用　中塗	〃 ～ 〃
ウレタン用中塗 → ウレタン上塗	〃 ～ 7d
厚膜型ウレタンプライマー → 同左プライマー	〃 ～ 3M
同　上 → ウレタン用中塗	〃 ～ 1M
厚膜型エポキシ樹脂塗料用ミストコート（H，Bエポキシを約50%希釈したもの）	可能な限り早く次の塗装を行う。（すなわちwetion wetの感覚で次の工程に入る。）
タールエポキシ樹脂塗料用ミストコート タールウレタン樹脂塗料用ミストコート（両方とも約50%希釈したもの）	同　上
タールエポキシ樹脂塗料	24h ～ 10d
タールウレタン樹脂塗料	24h ～ 10d
亜鉛溶射	4h以内

本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書
別冊3.　本州四国連絡橋の防錆塗装（昭和49年3月）より抜粋

をこえるような場合は，塗膜面の面あらしや他の塗料の増し塗り（鉛系さび止めペイント１種と長油性フタル酸樹脂塗料の組合わせで６ケ月以上経過した場合に鉛系さび止めペイント１種を増し塗りするなど）などの対策が必要になる。

しかし，塗装間隔が適当でも，仮置きまたは架設されている環境が鉛系顔料の黒変や塗膜の紫外線劣化を生じやすい場合は，塗装前の研磨清掃とさび止め塗料の増し塗りが必要な場合がある。沖縄は，紫外線劣化が著しいと考えられるため，太陽光線の直射を受ける面に対してはその配慮が必要と考えられる。また，塗膜面への海塩粒子の付着が多い場合は，水洗などの処置が必要である。

水洗に高圧水を用いると少ない水量で高い洗浄効果が得られ作業も早い。

最初から塗装間隔が長くなることが予想される場合は，フェノール系ＭＩＯ塗料や，エポキシ系ＭＩＯ塗料のように上塗り塗装の間隔に制限のない塗料を工場塗装の最終工程に入れておくと便利である。ただし，ＭＩＯ塗料は他の塗料より塗膜によごれや海塩粒子が付着しやすく，塗装前の水洗の必要性は他の塗料の場合より大きい。

6. 膜厚について

塗膜の厚さは塗膜の防錆効果を支配する要因の１つである。同一膜厚でも鋼材面のあらさが大きければ最小膜厚は小さくなるため防錆効果は小さくなるので，あらさが大きい程最小限必要な膜厚は大きくなる。このため，あらさは一定値以下におさえると同時に一定以上の膜厚を確保する必要があり，そのためには塗装施工中の膜厚管理や塗膜厚検査が重要になる。現在のところでは新規塗装における膜厚検査には種々の問題があり，有効にはおこなわれていないようである。塗膜の厚さは，鋼材面のあらさを平均約70Ｓとした場合に平均乾燥膜厚は一般環境において最低限120μm（0.12㎜）は必要で，通常の塗装系ではこの程度の膜厚が下塗２回，中塗及び上塗各１回の塗装によって得られている。

しかし，海上橋などの海洋環境に適用するジンクリッチペイントを防錆下地に採用したいわゆる長期防錆型塗装系の場合は，総膜厚を約250μm程度以上確保する必要のあることが本州四国連絡橋の塗装に関する暴露試験により明らかにされている。従って，沖縄の海岸地域に架設される鋼橋の塗膜厚さは，塗装系によって多少の差はあるとしても120μm 以上必要であることは明らかであり，環境によっては250μm 程度の膜厚が必要と考えられる。

塗り替えの場合は，旧塗装系，塗膜の劣化程度及びさびの発生程度，さび落しの程度，環境などにより必要な膜厚は異なるので量的に表示することはできないが，一般にさび発生の著しい程（さび落しが不十分なほど），環境条件が厳しい程，塗り回数（膜厚）を増す必要のあることは現在までの各種試験の結果からも明らかである。

塗膜の劣化が著しい場合は，膜厚ばかりでなく，旧塗装系の環境への適性を判断して，より適性のある塗装系でおきかえることも検討する必要がある。

7. 旧塗装系との関連について

塗り替え塗装においては，旧塗装系と同一または類似した品質性能の塗装系を選定するのが原則であるが，旧塗装系が適当でなく耐久性を増加させる必要がある場合には，かなり性格の違っ

た塗装系でおきかえる場合もある。

その場合には旧塗膜の上に異種塗料を塗り重ねる必要が生じる。新しい塗膜に対する異種塗料の塗り重ねの適否は表－３のようであるとされているが，かなり経時して硬化が進んだ塗膜の場合は，表－３で不適な組合せでも塗り重ねできると考えられる。この場合の組合せの適否についてはあまりデータはないが，土木研究所で実施した試験によると，４年間経過したフタル酸樹脂系塗料の塗膜に対しては，塩化ゴム系，エポキシ樹脂系，エポキシエステル樹脂系，コールタールエポキシ樹脂系，ポリウレタン樹脂系の各塗料とも問題のないことが明らかにされている。

表－３　各種塗料間の塗り重ね一覧表

上に塗られる塗料 ＼ 下に塗られる塗料		1 長バク形エッチングプライマー	2 無機質ジンクリッチ	3 有機質ジンクリッチ	4 油性さび止めペイント	5 フタル酸樹脂塗料	6 フェノールMIO塗料	7 塩化ゴム系塗料	8 ビニル樹脂塗料	9 エポキシ塗料	10 タールエポキシ塗料	11 ポリウレタン塗料
1	長バク形エッチングプライマー	×	×	×	○	○	○	○	○	△	△	△
2	無機質ジンクリッチ	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○	○
3	有機質ジンクリッチ	○	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○
4	油性さび止めペイント	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×
5	フタル酸樹脂塗料	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×
6	フェノールMIO塗料	×	×	×	○	○	○	○	△	△	×	△
7	塩化ゴム系塗料	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×
8	ビニル樹脂塗料	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×
9	エポキシ塗料	×	×	×	×	△	△	△	○	○	×	○
10	タールエポキシ塗料	×	×	×	×	×	×	○	×	△	○	×
11	ポリウレタン塗料	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○

塗装による重防食への手引（大日本塗料株式会社）より抜粋

注）　○：可
　　△：条件付可（塗装間隔・プリード等要注意）
　　×：不可

だたし，この試験はかなり経時した塗膜表面を対象としたものであり，表面を削り落して内部が現われた塗膜面や日光に当たらない部分のあまり表面の硬化が進んでいない塗膜面に対しては明らかでない。

旧塗膜へ直接塗った場合の悪影響が懸念されるときは，従来より用いられている塗料に対して適性があり，かつ新しい高性能塗料も塗り重ねのできるフェノール系MIO塗料を利用するのも１つの方法と考えられる。

（化　学　研　究　室）

3 － 10

海砂を用いたP.Cコンクリート橋のかぶり厚について　（52. 沖縄）

（質　問）

当沖縄県ではコンクリートの細骨材としてはたいはんが海砂を使用せざるを得ない状態にある。塩化物含有量の許容限度0.10％以下とした場合は通常の川砂又は山砂と同様に使用してさしつかえないと思われるが，飲料水にことかく沖縄の場合水洗いにより塩化物含有量を許容限度の0.10％以下にすることが困難である。この場合，シースのかぶりを厚くすれば良いものか，それともピアノ線を増線すれば良いのか，又，シースのかぶり厚を厚くする場合並びにピアノ線を増線する場合は，それぞれどの位が良いか御教授願いたい。

（沖縄総合事務局道路建設課）

（回　答）

ＰＣ鋼材の破断は，ＰＣ橋の破壊に直結している。したがって，ＰＣ鋼材を腐食させる有害な成分を含むコンクリートの使用はできる限り避けるという基本的な考え方を持つべきと考える。

ＰＣ鋼材の腐食を防止するためには，グラウトを入念に行なうことが重要である。すなわち，グラウト自体にＰＣ鋼材の腐食に有害な成分が混入しないように特に留意し，また，ＰＣ鋼材のまわりをすき間なくグラウトすることである。

このほか，海砂を用いたコンクリートと直接に接触するシースの厚さを厚くするのも，ＰＣ鋼材の腐食防止の方法としてあげられよう。

なお，ＰＣ鋼材の破断に対処するためＰＣ鋼材を増しておく方法は，ＰＣ鋼材の破断がどの程度生じるか明らかにできない以上用いるべきでなく，端的にいえば，ＰＣ鋼材が破断するおそれがある場合には，ＰＣ橋とすること自体に問題があるといえよう。

また，ＰＣ部材は断面が薄いのでシースが密着するなどして，コンクリートの被覆が不十分となる場合も見受けられるが，このような欠陥をつくらないことがとくに大切である。

（地質化学部長，橋梁研究室長）

4. その他

4－1

交通量推計について　（54. 九州）

（質問）

最近，道路整備効果の検討が行われているが都市周辺部における交通量推計は道路網の複雑・細分化リンク距離の短いこと等，従来の方法でやると，O.D.表を細分化する方法が考えられるが，推計（精度）が実態とかなりかけはなれることもある。交通推計について簡単な推計法があれば教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

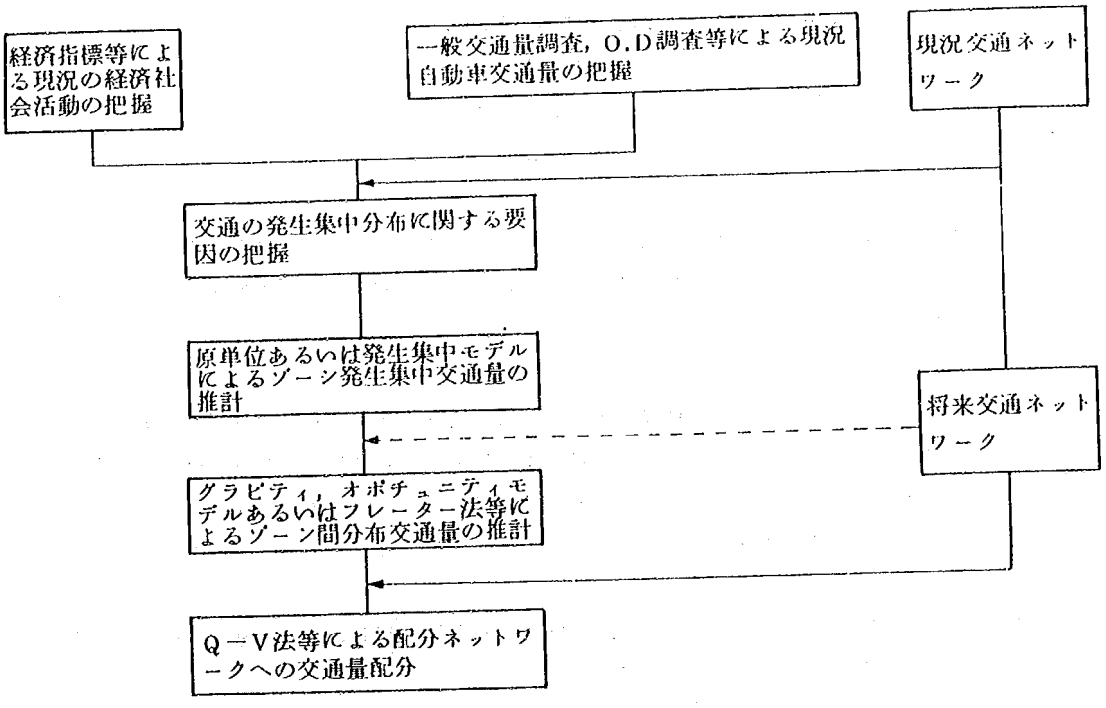
（回答）

現在のところ，質問趣旨に合致する簡単な推計手法はない。

〔参考〕

1. 交通量推計手法

交通量推計の標準的手法は，概ね次のとおりである。



交通量推計は，現況交通量を基に上記手法に基づき，種々の仮定を設けて行うものであり，これにかわる有効で簡単な推計手法は特定の場合を除き，現在のところない。また，上記手法でも推計の各段階では誤差の発生が生ずる可能性があり，これら誤差発生の可能性を十分に考慮したうえで推定値の妥当性を判断する必要がある。以下に，誤差発生の可能性とその原因について概略記述する。

なお，交通量推計手法にはこの他にパーソントリップO.D.に基づく方法もあるがここでは省略する。

2. 交通量推計誤差の発生の可能性

(1) 現況データについて

(a) 抽出率と誤差

自動車O.D.調査の抽出率は，ゾーン単位（対応する道路ネットワークにより定まる。例えば，Bゾーン，集約ゾーンなど）と大きな関係がある。

自動車O.D.調査の目的は，任意のゾーンi・j間の交通量を知るものであり，このi・j間交通量の真値を把握するためには理論的には全数調査が必要であるが，手法上，不可能であるので統計理論に基づき，一定の抽出率でもって真値を推定することとしている。一定の抽出率に達しないと推定されたi・j間交通量が不安定になるので，このため信頼度，相対誤差に応じた抽出率を定める必要がある。

通常，信頼度は95％相対誤差15％程度の値をとるが，この意味は，95％の確実さで，真値に対して±15％の誤差をもつ推定値が得られるということである。

このように抽出にあたっては，ゾーン単位に応じてある信頼度と相対誤差に基づき抽出率が定められているものであり，一例をあげると昭和52年度自動車O.D.調査については，ゾーン単位：集約Bゾーンにつき，全国単位で信頼度95％，相対誤差15％の精度で説明しうる範囲が全O.D.量の約80％となるよう設定されている。従って，ゾーン細分を行うと当初の信頼度，相対誤差の確保は不可能となる。

(b) 実査上の誤差

自動車O.D.調査は調査対象者が自己の記憶と判断にもとづき，調査票に記入するものであるから，記入もれと誤記入が生じやすい。通常，実際の交通量より過少の交通量となるのは，この影響が大きい。

(2) 推計モデルについて

発生モデル，分布モデルは経済指標，距離指標等とO.D.調査で得られた発生交通量，分布交通量との相関分析を行うことによって得られるものである。これらモデルは，いうまでもなく極端な値を排除する性質がある。したがって，他のゾーンと比較して特異なゾーン（例えば，都市中心部，臨海部等）周辺の交通量は，真値に比較して，過少（あるいは過大）な値が生じやすい。

したがって，これらゾーンについては，原単位等を有効に利用して補正処理を行ったほうがよい。

また，発生モデルのみで将来の発生量を推計する場合，通常の発生モデルが一時点における面的クロスセクション分析のみで得られたパラメータを用いているので，将来の発生需要を説明しえない場合がある。一例として，説明変数に人口関係の指標を用いた場合，一般的に発生量との相関関係は非常に高いが，このままでは将来推計値が過少となる場合が多い。これは，人口指標が他の保有台数，経済活動指標等と比較して静的な指標であり，交通量の伸びを良く説明しえないためである。

(3) 配分ネットワークについて

交通量推計では，交通は，ゾーン中心（１点：これは配分ネットワークのノードとなる。）から湧き出すこととして求めるものである。したがって，配分においてはある任意のゾーンから他のゾーンへ動く交通，すなわちゾーン間交通のみが配分される。したがって，あるゾーンの内々交通は配分されないので，特に都市内の業務交通のように短トリップのものは現在の手法では求めることが困難となる。

このように現在の手法は，概ね都市間幹線道路等の交通量配分について適合しやすいものである。従って，都市内幹線道路等の推計についてはゾーン単位を相当に小さくし，（抽出率を高めて）さらにゾーン内々交通についても考慮のうえ推計値を求める必要があり，それだけに誤差が生じやすいものである。

(4) 以上の他に配分におけるＱＶ式の適用など，誤差発生要因が考えられるので，推計の各段階で得られるデータを十分吟味したうえで次の段階に進むようにした方が良い。

3. 道路整備計画と交通量推計

現在の交通量推計手法は，以上のように幹線道路に適用しやすい手法であり，補助幹線道路などについては，交通量による検討とあわせて沿道土地利用の状況，網密度等についても検討して適切な道路整備計画を策定することが望ましいことと思われる。

なお，このような都市内または都市周辺の道路（網）計画策定に関する参考資料として「都市計画道路の計画標準（（財）都市計画協会発行）」があるので参照されたい。

（道路研究室）

4－2

道路標識の視認性について　（53. 関東）

（質　問）

1　標識の視認性に影響する要因（車速，設置位置，大きさ，色，文字の大きさ，字数，照明の有無等々）と，その定量的な関連度について

2　反射シートの種別（封入レンズ型，カプセルレンズ型）による視認性の違いとそれらの経年変化による違いについて

3　各道路（標識）管理者の封入レンズ型，カプセルレンズ型の使用基準あるいは使用実態について

（日本道路公団）

（回　答）

道路利用者のうち，とくに自動車の運転者を対象とした道路標識の機能は一般に次に示すとおりであり

①　道路または交通に関する基本的な情報を適切に与える。

②　その情報の指示に従って，運転者が安全かつ円滑に行動をとることができるようにする。

前者の機能を果たすためには，まず道路標識が目立ちやすく，運転者が確実にその存在に気づくことが必要であり，この目立ちやすさの程度は一般に道路標識の誘目性または可視性と呼ばれている。また，次には道路標識の表示内容が運転者に正確にかつ容易に読解される必要がある。この性質を，道路標識の判読性と呼び，読み間違えにくいことと判読し易いことの両面から評価することとができ，これら誘目性（可視性），判読性をまとめて視認性と呼んでいる。

しかし，この視認性が優れていても，その道路標識の交通情報が不適切なものであれば，ドライバーにとってその道路標識は無意味なものであり無いに等しいといえる。特に案内標識については，標識板にいかなる情報をかかげるかは，きわめて重要な問題である。

後者の機能を果たすためには，運転者が道路標識の表示内容を読解し，自分のとるべき行動を判断した地点からその行動（車線変更，減速）を終了しなくてはならない地点までの距離が交通安全面からみて十分保たれていなければならない。この距離が十分でないとドライバーは道路標識の指示に従うために無理な運転をしたり，また，指示どおりに行動ができないなどの道路交通安全および管理上好ましくない現象が発生することになる。表－1は道路標識の質的な評価についてとりまとめたものであるが，ここではこれらの観点をふまえた上で，質問に答えたい。なお，道路標識の視認性を評価するにあたり次の指標を用いることとする。

○　誘目性

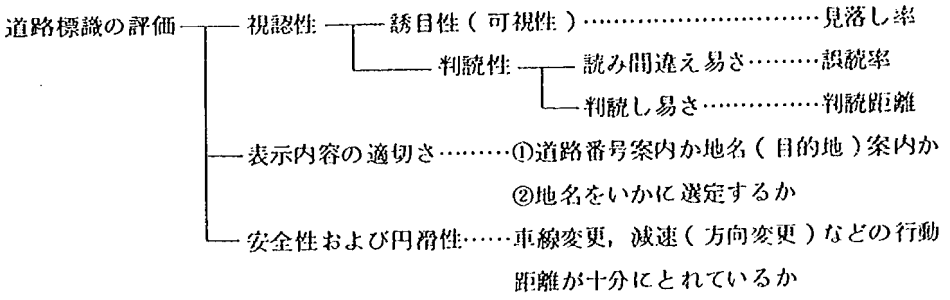
$$\text{見落し率} = \frac{\text{見落し回数}}{\text{通過回数}} \times 100\ (\%)$$

○　判読性

$$\text{誤読率（読み間違え易さ）} = \frac{\text{誤読回数}}{\text{判読回数}} \times 100\ (\%)$$

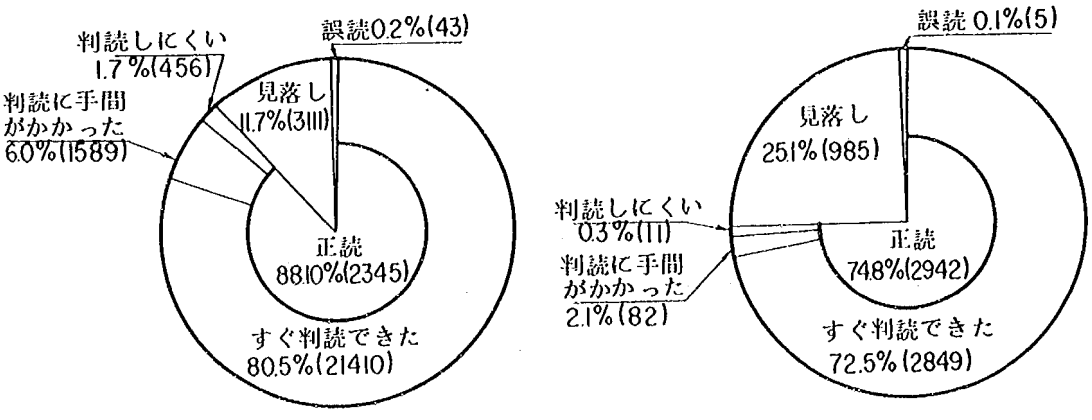
判読距離（判読のし易さ）＝標識から判読地点までの距離

表－1　道路標識の評価



1　標識の視認性とその支配要因

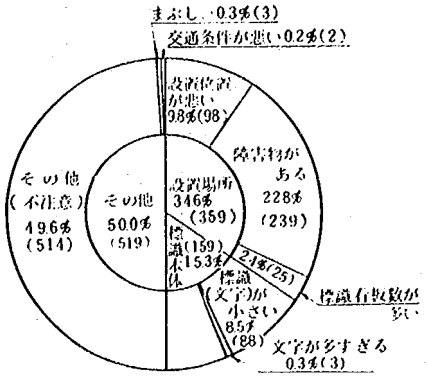
まず，最近土木研究所が中心となって行った一般道路上の道路標識の視認性走行調査の結果（図－1）について紹介したい。これによると，昼間で案内標識の見落し率は11.7％，警戒標識の見



図－1　ドライバーの標識に対する視認結果（昼間）

落し率は，25.1％であり1／10～1／4の標識が見落されていることがわかる。また，誤読率は案内標識で0.2％，警戒標識で0.1％ときわめて小さく問題とならなかった。シンボル化されている警戒標識については正読した者のうちのほとんど（約95％）が「すぐ判読できた」と答えているのが注目される。

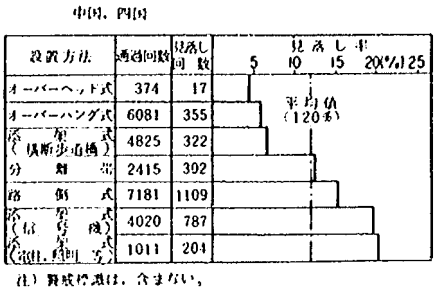
見落しの原因は，図－2に示すとおりで，もっとも多いものはドライバーの不注意に



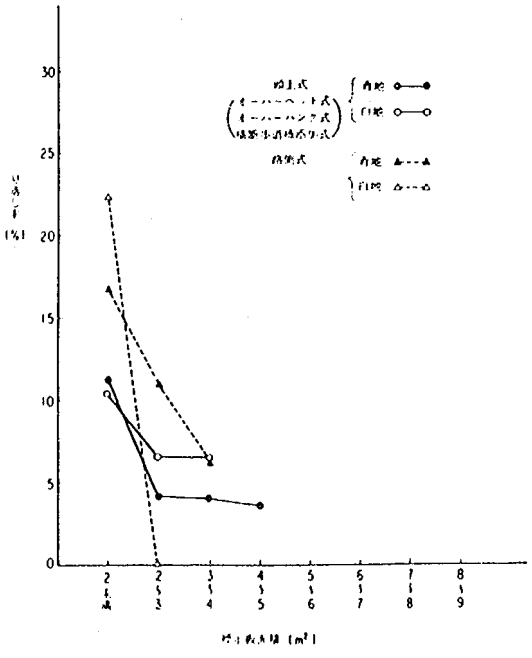
図－2　見落しの原因（昼間，中部地建）

よるものであったが，設置場所，標識本体によるものもそれぞれ３４.６％，１５.３％であり，道路標識の設置場所の選定には十分な配慮が望まれる。

図－３は設置方法別の見落し率を示したものであるが，これによればオーバーヘッド方式が一番低い値（４.６％）示した。これに続いてオーバーハング方式，横断歩道橋添加方式が低い見落し率を示しており誘目性が優れているようである。また，比較的標示板の小さい114系統などの標識を設置していることもその一因であろうが信号機，電柱等への添加方式や路側式，分離帯設置方式の見落し率は平均値を上回っており誘目性が低い結果となっている。



図－３　設置方法による見落し率（昼間）



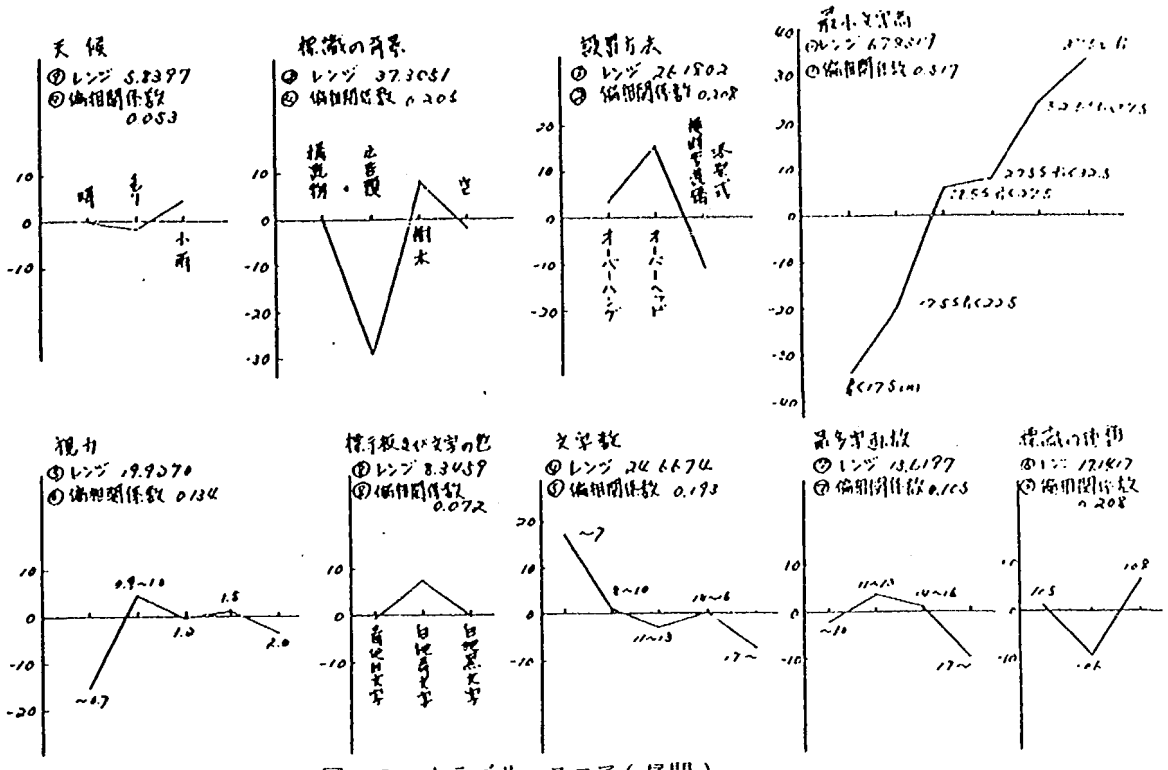
図－４　標示板の大きさと見落し率

図－４は標示板の大きさ（標示板面積）と見落し率の関係を設置方法別に示したものである。標示板が大きくなるほど，見落し率が低くなり，また青地の標識の方が白地に比べ見落し率の低い傾向が認められる。

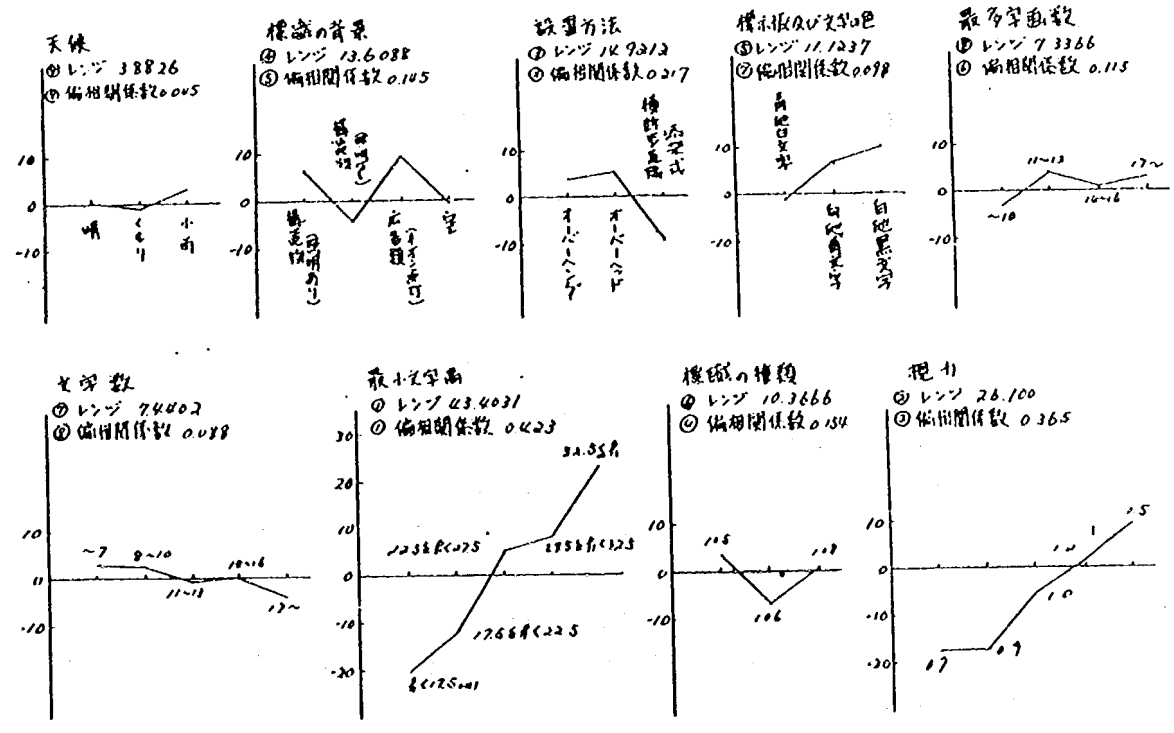
判読距離に関しては，土木研究所が中心となって地方建設局とともに一般道路（国道）上の道路標識について走行調査を行った結果についてのべることにする。

判読距離を被説明変量，標識の背景，文字高，設置方法などの各種要因を説明要因として数量化分析（Ⅰ類）を行った結果（カテゴリースコア）を図－５，図－６に示す。なお，本分析における説明要因は，道路交通環境に関するもの，標識に関するもの，運転者（被験者）に関するものに分け，それぞれについて数量化分析を行い，判読距離に対する規定力の高いと考えられる９要因をとりあげたものである。

昼間の判読性に大きな影響を与える要因として，最小文字高，標識の背景，設置方法，文字



図－5　カテゴリースコア（昼間）



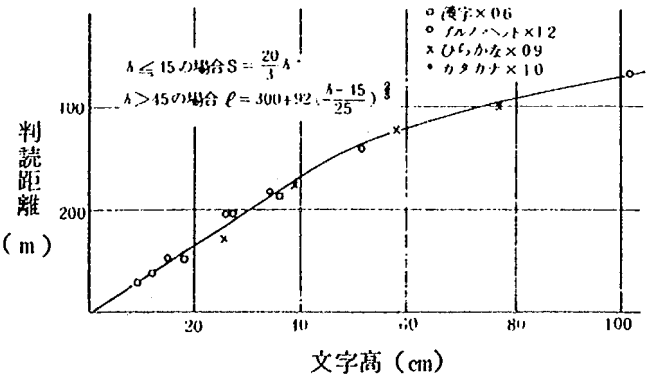
図－6　カテゴリースコア（夜間）

数などがあげられ，最小文字高は，他の要因に比べ特にレンジが大きく，規定力が高いと考えられる。最小文字高が大きくなるにしたがい，判読距離を増加させる，すなわち判読性を高める傾向が認められる。文字高と判読距離の定量的な関係については，土木研究所試験走路における視認性実験により図－7に示すような結果が得られている。標識の背景では，広告類のカテゴリースコアが低くなっているがこれは，広告類のために標識周辺の視覚ノイズが増加し，判読性を低下させているためと思われる。設置方法ではオーバーヘッド標識の判読性が高いという結果となっている。文字数についてみると，情報量の小い7文字以下のカテゴリースコアが一番高く情報量が多くなるにつれ判読距離を減少させる傾向が見られる。

夜間の判読性に大きな影響を与える要因としては，最小文字高，視力などがあげられる。最小文字高は最もレンジが大きく，判読距離に対する規定力が大きく，昼間の結果と同様なカテゴリースコアの動きを示している。視力については0.7～0.9の低視力者のカテゴリースコアが最小値を示し，高視力者になるにつれ，判読距離を増加させる傾向が認められる。

設置方法については，横断歩道橋に添架した標識の判読性が他の設置方法のものにより判読性が悪くなっており，昼間の結果と同様の傾向を示している。これは，一基の横断歩道橋に標識以外に看板，たれ幕などが添架されているために，判読性の低下をもたらしたことによるものと思われる。

標識の視認性というものは一つの要因から一意的に決められるものではなく，様々な要因が組み合わさってはじめてあらわれてくる性質である。ここでは，そのような観点から視認性に影響の大きいと思われる要因が何であるかということを中心に分析した結果をのべたため，定量的な関連度を示すに至らなかったが，今後は更にデータを蓄積し，分析して判読距離の予測式を提案したい。

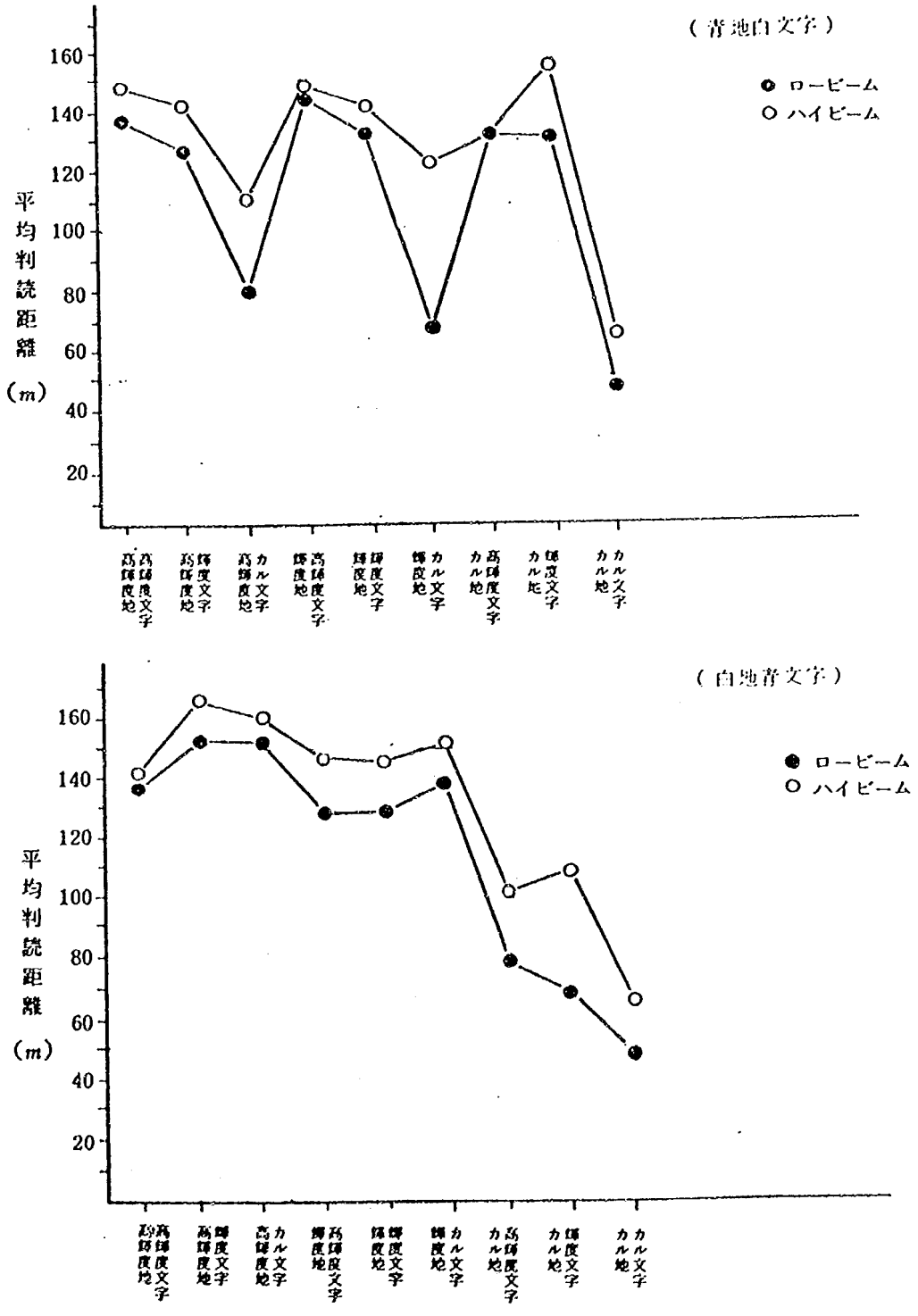


図－7　文字高と判読距離
（昼間低視力者，白地黒文字，徒歩）

2　反射シートによる視認性の差異

反射シートには封入レンズ型（普通輝度反射材）とカプセルレンズ型（高輝度反射材）があり，標識の文字，矢印，および地にこれらの反射シートをどのように組み合わせて使用するかによって視認性に差異を生じてくる。

図－7は，案内標識の文字と地に封入レンズ型，カプセルレンズ型，カル（無反射材）を組み合わせて使用し，そのときの判読距離を観測した結果である。対象とした標識のデザインは「ランドル氏環」であり，環の大きさは30cmとした。



図－8 反射シートの組合せと判読距離（ランドル氏環）

これによれば，青地白文字の標識の場合は，カプセルレンズ型を地，カプセルレンズ型を文字(環)に使用したもの（以下「高輝度地高輝度文字」と略す。），「輝度地高輝度文字」，「カル地輝度文字」の判読距離が長く（145m以上），判読性に優れているようである。また，「高輝度地カル文字」，「輝度地カル文字」，「カル地カル文字」の組合せの判読性は悪く，ロービームの場合には先に述べた三者の判読距離の1／2～1／3の値を示している。白地青文字の場合は，「高輝度地輝度文字」，「高輝度地カル文字」の判読距離が長く（150m以上），判読性に優れているが，「カル地高輝度文字」，「カル地輝度文字」，「カル地カル文字」の判読性はよくない。青地白文字の場合に判読性の優れている「カル地輝度文字」は，地が無反射であるため目立ちやすさ（誘目性）の点ではあまり好ましいとはいえない。

どの組合せを用いるのが最適であるかは，視認性の観点からだけでは決定できないため，反射シートの種別による反射性能の経年変化を把握しておく必要があるが，これについては公的機関による資料が見当らないので，今後の検討課題としたい。

3　反射シートの使用基準および使用実態

反射シートの統一的な使用基準はなく，その使用にあたっては現場技術者の判断にまかされている場合が多い。したがって，使用実態についても把握しにくい状況であり，今後の標識調査，標識台帳の整備などを待たなければならない。

しかし，最近になって四国地方建設局のように反射シートの使用区分を設定し（表－3），その統一化を図ろうとする動きがある。土木研究所においてもこのような要請にこたえて，統一的な基準をつくるべく調査検討を行っている。

表－3　標識板の反射シートの使用区分（四国地方建設局）

反射シート	封入レンズ型（普通反射）	カプセルレンズ型（高輝度）
使用区分	規制標識の全部 案内標識のうち交差点附近に設置するものを除く	警戒標識全部 交差点附近に設置する案内標識 国道番号

（交通安全研究室）

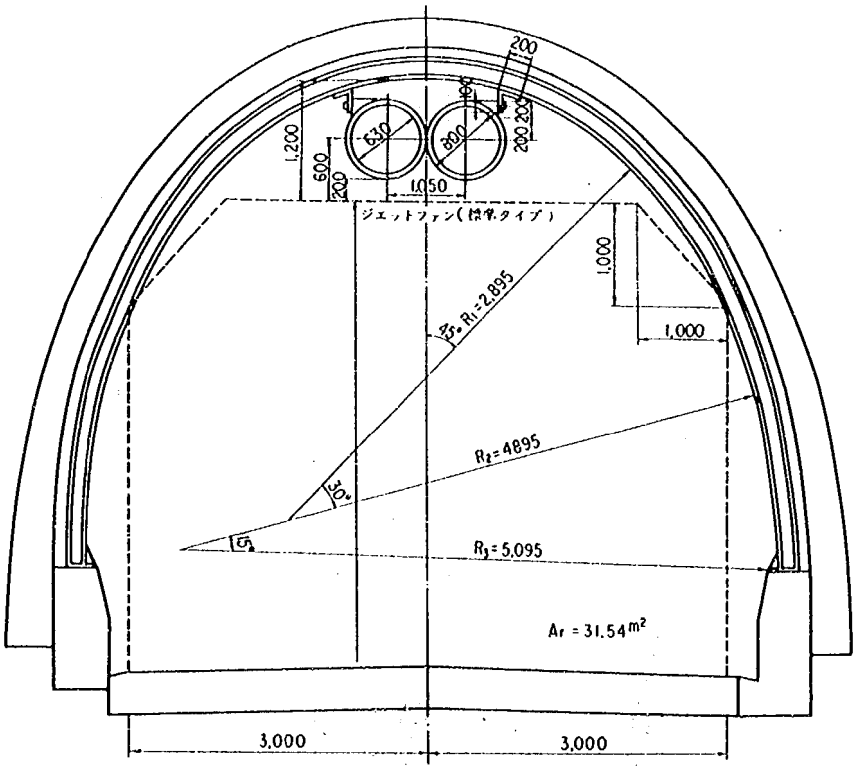
4－3

トンネル換気設備のジエットファンの段距離の設定について

（53. 関東）

（質　問）

延長１２７０ｍのトンネル（トンネル部　１２１８ｍ，スノーシエッド部　５２ｍ）に換気設備として図に示すようなジェットファンの設置を計画している。段階施工の初年度には２台並列×７段（１４台）であるが，最終的には，２台並列×１５段（３０台）とする予定である。この場合，ジェットファンの取付間隔が詰まって８０ｍとなるが，風速分布上支障ないか御教示願いたい。

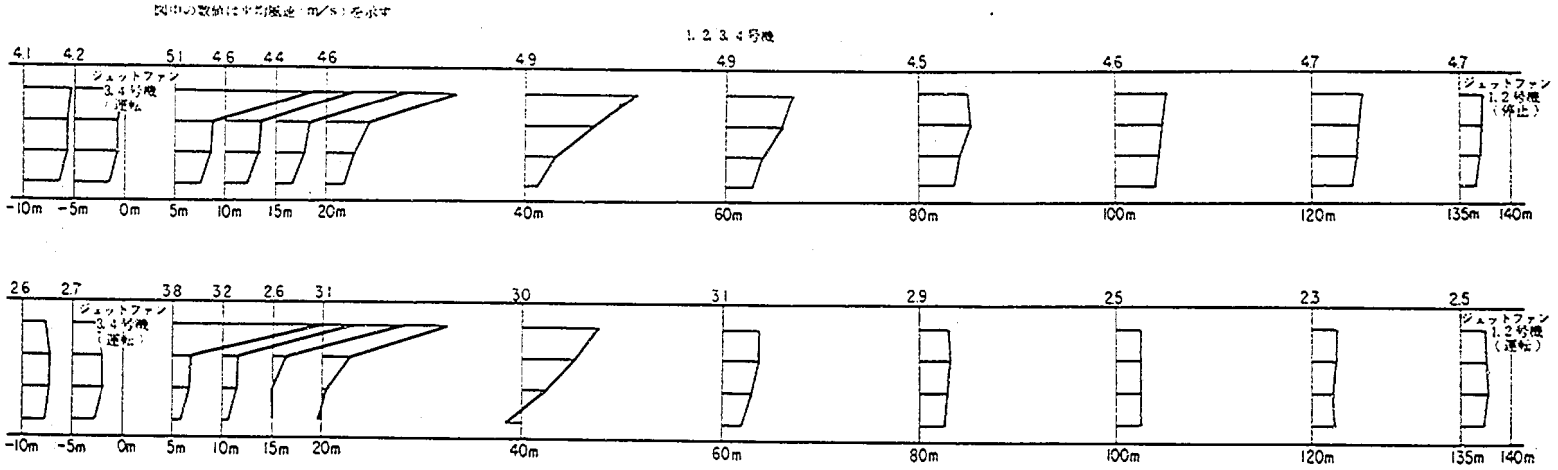


図－Ａ　ジェットファン取付図

（高崎工事々務所）

（回　答）

ジェットファンの換気効果は，ジェットファンの噴流による昇圧力によって得られる。噴流のも



図－B　トンネル内風速分布測定例
（φ1030ジェットファンの場合）

つ運動量をトンネル内空気柱の静圧の上昇として最大限に変換するためには，ジェットファンから吐出した噴流がトンネル断面全体に，十分かつ一様に広がらなければならない。ジェットファンの取付間隔がこれに必要な距離に満たない場合には，隣接するジェットファンの干渉により十分な昇圧効果が得られないばかりでなく，トンネル下部の汚染空気と天井部の空気の十分な混合が行われないなど，所期の換気効果を発揮することができない。

図はジェットファン前方のトンネル内風速分布を測定した例であり，ジェットファンから遠ざかるに従って断面内の風速分布が一様になっていく様子がわかる。ジェットファンの最小取付間隔は，ジェットファンの口径，吐出風速，トンネル断面などによっても異なるが，「道路トンネル便覧」（日本道路協会，５０年１月，Ｐ２６８）では，標準的な内径６３０㎜φ，吹出し風速３０m／secのジェットファンを馬蹄形トンネル上部の建築限界外に取付る場合に対して"取付間隔は両坑口から１００m以上，その内側は７０m以上が標準である"としている。質問のトンネルの場合，取付間隔はこの範囲内にあり，風速分布，等の換気効果上特に問題はないと思われる。

なお，当該トンネルはトンネル断面が小さく，ジェットファン設置スペースが十分でないため，ジェットファンが壁面に接近しているが，壁面につけすぎると昇圧効果が若干減殺されるので注意が必要である。

（トンネル研究室）

III. 共 通 部 門

Ⅲ　共通部門

1. 土工に関する問題点 …… 287
1－1　地盤の許容支持力について …… 287
1－2　軟弱地盤地帯における沈下の終息について …… 288
1－3　軟弱地盤改良工事について …… 292
1－4　農道の舗装と地下水の処理について …… 296
1－5　軟弱な地盤に設置する剛性パイプカルバートの基礎について …… 297
1－6　宅地造成の盛土部における地下排水工の考え方について …… 300
1－7　防災調整池上流側盛土法面の設計施工における安定計算及び安全率について …… 305
1－8　擁壁の安定計算における擁壁根入れ前面部の受働土圧の取り扱いについて …… 309

2. コンクリートに関する問題点 …… 315
2－1　ダムの耐酸工法について …… 315
2－2　鉄筋コンクリート構造物に使用する海砂に含まれる塩化物の除去方法及び標準を越える含塩量の場合の使用方法について …… 320
2－3　コンクリートの標準養生および現場養生供試体の強度の相関ならびにシュミットハンマーの信頼度について …… 324
2－4　σ_{28} = 160 kg/cm²のコンクリートで側溝を施工する場合，スランプ8 cmと12 cmとでは，どのような相違をきたすか …… 329
2－5　亜熱帯地方におけるコンクリート構造物築造上の注意事項について …… 330

3. 構造物に関する問題点 …… 334
3－1　深礎グイ周面余堀の処理について …… 334
3－2　矢板に作用する土圧について …… 334
3－3　セル締切工の安定について …… 337
3－4　橋梁基礎の施工について …… 339
3－5　橋梁下部工（基礎工）の杭頭における地震時の水平変位計算にもちいち変位法・慣用法の適用について …… 340
3－6　杭頭部とフーチングの結合方法及び地中構造物の地震水平荷重の考え方について …… 341
3－7　杭頭部とフーチングの結合方法について …… 343

3－8　鋼管杭，杭頭の中詰コンクリートについて …… 344
3－9　ＰＣ橋の連結部について …… 345
3－10　シールド工事における二次覆工について …… 346
3－11　トンネル施工法について …… 347

4. そ　の　他 …… 352
4－1　急傾斜地崩壊対策事業における抑制工の地震時の安定について …… 352
4－2　土石流の衝撃荷重について …… 353
4－3　ヒズミ計（法面設置）観測結果の解析について …… 358
4－4　法面緑化について …… 363
4－5　亜熱帯地方に於ける樹草の適種と植栽手法並びに維持管理上の留意事項について …… 364
4－6　導流堤工事における施工方法について …… 366
4－7　下水道処理水の再利用について …… 367
4－8　サンゴ礁内における埋立事業について …… 376
4－9　建設機械の低騒音低振動化の現状について …… 377
4－10　燃料電池の活用計画及び研究について …… 379
4－11　コンピューター構造解析について …… 380

1. 土工に関する問題点

1－1

地盤の許容支持力について	（54. 九州）

（質　問）

下部工指針によると，許容地耐力を求める方法として

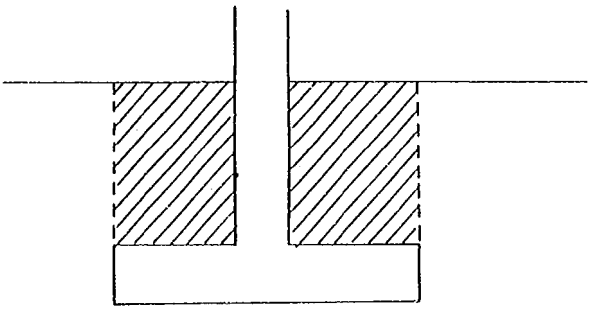
(1) 静力学公式による求め方。

(2) 平板載荷試験による求め方。

(3) 推定による求め方。

が述べられているが，３つの方法で求めた値に開きが大きく判断に困る。

一般的には設計の段階では(1)と(3)の方法を併用している。土被り厚に対し，(1)の方法では有効土被りが増えると地耐力も増し，有利であるが(3)の方法では地耐力は一定でも右図に示す上載土斜線部分が大きくなり，不利な結果となり，矛盾を生じている。



（日本道路公団）

（回　答）

下部構造設計指針には地盤支持力の算出方法として①静力学公式による求め方　②平板載荷試験による求め方　③推定による求め方の３方法が示されておりますが，これらは，設計にあたって設計者が任意に選択して良いものではなく，それぞれの方法には，適用上の制約条件があり，設計者はこれら制約条件を十分把握していずれの方法で地盤支持力を算出するのかを決めなければなりません。すなわち，①の方法は，偏心傾斜荷重を対象として算出した公式です。②の方法は，①と全く独立した方法ではなく，まず重要な構造物の場合，①の方法で支持力を算定する場合，$C \cdot \phi$等の土質定数により支持力がかなり左右されるので，平板載荷試験結果にこれらを当てはめて，使用する$C \cdot \phi$の妥当性を確認することと，次にもし傾斜角が小さい場合には（$\tan\theta \leq 0.1$）平板載荷試験結果から得られる極限支持力を利用して良いことを規定したものです。③の方法は，傾斜角が小さくかつ構造物の重要度が高くない場合にのみ使用を許されているものであります。

各設計者は以上のような制約条件を勘案して支持力算定方法を選ぶ必要がありますが，一般に重要な構造物の場合，御指摘のように，①を基本とし②で$C \cdot \phi$の妥当性を確認するのが最良であり

ます。

また，③の方法は，上述の適用上の条件から単純に①の方法と比較できるものでなく，あまり重要でない構造物でかつ荷重傾斜角が小さい場合にのみ，①のような煩雑な計算を省略して支持力を概算することを目的とした簡便法であります。したがって御指摘の場合のように，①で計算するだけの資料が備わっているような比較的重要と考えられる構造物については，③の方法で算出することは適当でないと思われます。③の方法は，非常に安全側の数値を用いておりますので，①と③を比べれば，③による数値が通常小さく求まるはずである。

上載土の問題につきましても，③の方法の性格を考慮すれば，御理解いただけると思います。

（基礎研究室）

1－2

軟弱地盤地帯における沈下の終息について　（54. 九州）

（質　問）

有海海岸における堤体沈下は著しく，昭和４０年～４５年頃暫定完成（T.P. 6.1 m）したが，現在ではT.P. 4.5～5.5 m 程度に沈下し，現在でも継続している。

今後恒久的な対策を講じようとする場合，また計画的な余盛を考慮しようとする場合，沈下の終息について検討する必要が生じている。しかしながら現状では沈下の終息については圧密沈下計算だけにたよっているが，その結果は，計算値（圧縮指数等長大値をとっても）より実測値の方が大きな値となってて現実的ではない。

そこで現在沈下だけでなく側方変位を測定しこの動きによる沈下への影響を位置付けようと試み観測を実施している。

上記より

① 現在の沈下現象をどう位置付けしたらいいのか。

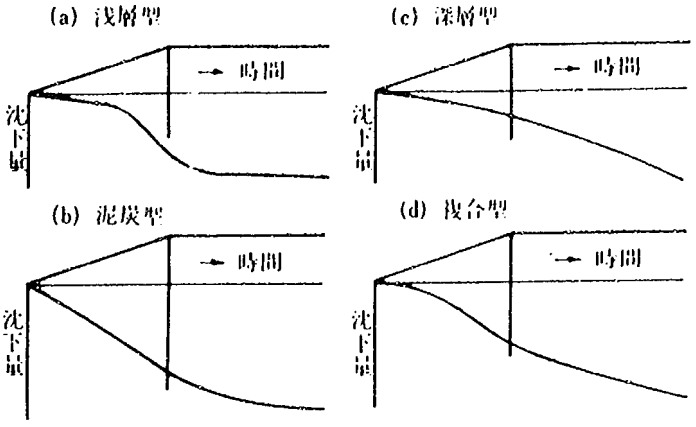
② 今後沈下の終息を検討する場合どのような調査を行っていけばいいのか。

以上２点について御指導お願いします。

（筑後川工事事務所）

（回　答）

軟弱地盤上に盛土を築造した場合に生ずる地盤沈下を軟弱層の違いによって分類すると，図－1に示すような4つの型に分けることができる。(a)の浅層型は軟弱層の厚さが10 m以下の薄い場合で，この場合は盛土完了後，しばらく沈下が続くが，大体6ケ月以内に大部分の沈下は終了する。(b)の泥炭型は盛土期間中，直線的に沈下し，沈下の速度も早い。盛土完了後6ケ月程度で残留沈下がほとんど終了するが，地盤によっては残留沈下が長く続く場合もある。(c)の深層型は上部に厚さ10 m程度の砂が堆積し，その下に粘土と砂の互層が約30 m程度存在する場合で，盛土高が6 m程度以上になると沈下を始める。沈下が始まると一様に連続して沈下し，盛土終了後も少しずつではあるが，長い年月にわたって沈下し続ける。(d)の複合型は地表面から深さ30 m前後まで軟弱層が存在する場合で，沈下は(a)又は(b)の浅層型と(c)の深層型が同時に進行するため，盛土開始とともに沈下が始まり，また下部に起因する沈下がいつまでも続く形をとる。



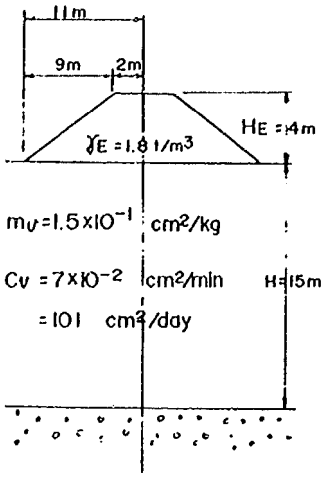
図－1　軟弱層の違いによる時間－沈下曲線の4つの型

以上のべたように軟弱地盤の違いなどによって沈下曲線も異なったものになるので，地盤条件(地形，地質，土層構造，土質，地下水)，盛土条件（盛土高，断面，形状，盛土の施工速度）などを考慮して，計算値と実測値とが合致しているかどうか検討してみる必要があると思われる。一般に，全沈下量については圧密沈下量と盛土載荷による即時沈下量とを考慮すれば，計算値と実測値とはかなり一致するといわれている。沈下速度については圧密係数C_vの評価のしかたなどにより，計算値と実測値とがかなり異なる場合もある。又，図－1の(c)，(d)に示したように軟弱層が厚い場合には，盛土終了後に長年月にわたって沈下が持続することがある。これは，圧密による沈下もあると考えられるが，長年月を考えるとクリープなどによる二次圧密の影響がかなりでていると思われる。

従って，計算値と実測値とを比較する場合には，二次圧密の影響について考慮して検討することが必要となるが，ここではまず即時沈下と圧密沈下量について当研究室にある資料をもとにして有明海の海岸堤防について検討を加えてみる。

有明海沿岸の軟弱層は，厚さにして10m～20mの範囲にあり，体積圧縮係数m_v，や圧密係数C_vの土質定数は，概ね図－2に示すような値であるとする。

以下，15mの厚さの軟弱地盤上に高さ4m，敷幅22mの盛土を瞬間載荷したと仮定して次に示すような方法で概略の沈下量を求めてみたので，その結果を示す。



図－2　解析モデル

(1) 盛土荷重により盛土中心線下7.5mの地点に生ずる増加応力ΔPを求める。オスターバーグの図表を用いて，影響値I=0.38になる。従って，

$$\Delta P = 2 \times I \times \gamma_E \times H_E = 0.547 \ kg/cm^2$$

(2) 軟弱層全層にわたって平均的に上記の応力増加があたったと仮定して圧密沈下量S_Cを求める。

$$S_C = m_v \times \Delta P \times H$$
$$= 1.5\times10^{-1}\times0.547\times1500$$
$$= 123 \ (cm)$$

(3) 時間と沈下量の関係を求める。

$$t = \frac{(Ho/2)^2\times T_v}{C_v} = \frac{(1500/2)^2\times T_v}{101} = 5569 \times T_v \ (\text{day})$$

従って，時間と圧密沈下量との関係は次のようになる。

圧　密　度（%）	80	90
時　間　t（day）	3158	4723
圧密沈下量S_C（cm）	98.4	110.7

これより，9年目から12年目末までの4年間に123（cm）（年3cm）の沈下量が生ずる計算となり，年4～5cmという実測値に近い値が得られる。

次に，全沈下量$\bar{S}$の予測について考える。

$$\bar{S} = S_C + S_i$$

ここで，S_C；圧密沈下量

S_i；即時沈下量

圧密沈下量についてはこれまで計算してきたとおりであるが，即時沈下量は非排水状態でのせん断変形により生ずると仮定し，次の式と図表より求める。

$$S_i = \frac{\gamma_E(t/m^2)\times H_E(m)}{E_{50}(t/m^2)} \times N_i$$

ここに，γ_E，H_E；盛土の単位体積重

量と高さ

E_{50} ；軟弱層の平均弾性定数

N_i ；沈下数で図－3を用いて，軟弱層厚と平均盛土幅の関数として求める。

このモデルでは，$E_{50} \fallingdotseq 70\ t/m^2 \fallingdotseq 0.7\ kg/cm^2$ として，

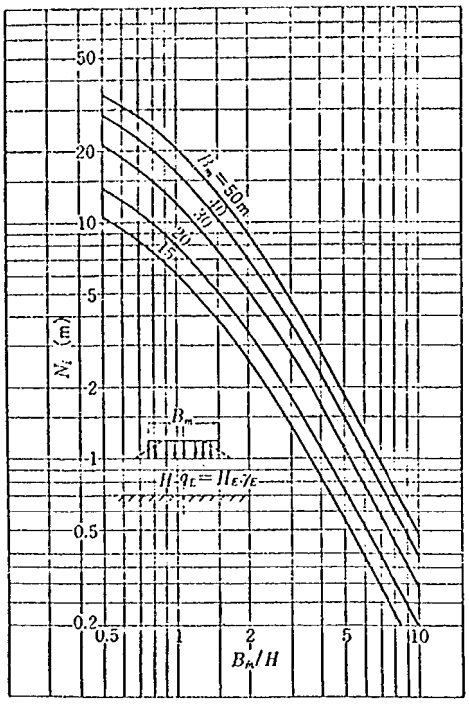
$$S_i \fallingdotseq \frac{1.8\,(t/m^2)\times 4\,(m)}{70\,(t/m^2)} \times 5.5$$

$$\fallingdotseq 0.57\,(m) \fallingdotseq 57\,(cm)$$

となり，前述の $S_C \fallingdotseq 123cm$ を加えて，全沈下量は，

$$\overline{S} \fallingdotseq 123 + 57 \fallingdotseq 180\ (cm)$$

となる。



図－3　沈下数 N_i

従って，規定の堤防高にするためには沈下量に相当するだけの余盛り高を考える必要がある。この場合に余盛りによっても沈下がさらに進むので，その分についても配慮しておかねばならない。

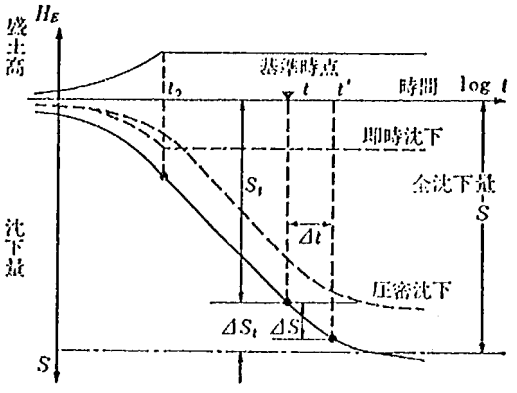
以上のべた沈下計算はかなり単純化したモデルを用いて行なったもので，実際の地盤は複雑な地盤構成をしており，又土質定数についてもかなりのばらつきがあるのが普通である。したがって，実測された沈下曲線は計算によって求めた沈下曲線とかなり異なったものになる場合もある。また，前にのべたように軟弱地盤の層厚が大きい場合には長期にわたって沈下が持続する，いわゆる二次圧密の影響などが加わって沈下量が大きくなることもある。

従って，今後の検討方法としては，一応次に示すような点に着目して検討するとよいと考えられる。

(1) サウンディングやボーリングなどにより軟弱層厚の分布をきめ細かに調べると同時に，できるだけ乱さないサンプリングを行なって土質定数を正確につかむようにする。又，得られた土質調査結果については，土層区分を行ない，地層構成が異なる場合には，それぞれのケースに応じた

モデル地盤なり，土質定数を決定し，上記に示したような計算方法により沈下量を求め，実測値との比較を行なってみる。

(2) 軟弱層の厚い場合のように，沈下量が長期にわたって生じている個所については，実測された時間－沈下曲線をもとにして図－4に示すような沈下量と $log\ t$ との関係を求め，基準時 t から時間 Δt を経過するまでに生ずる ΔS をとって残留沈下量とする。この残留沈下量から今後の対策を検討するのがよいと思われる。なお，基準時 t は現在の時点とし，Δt については計画高を保持し堤防の機能を発揮させるに必要な期間を想定することなどが考えられる。



図－4　残留沈下量

（土質研究室）

1－3

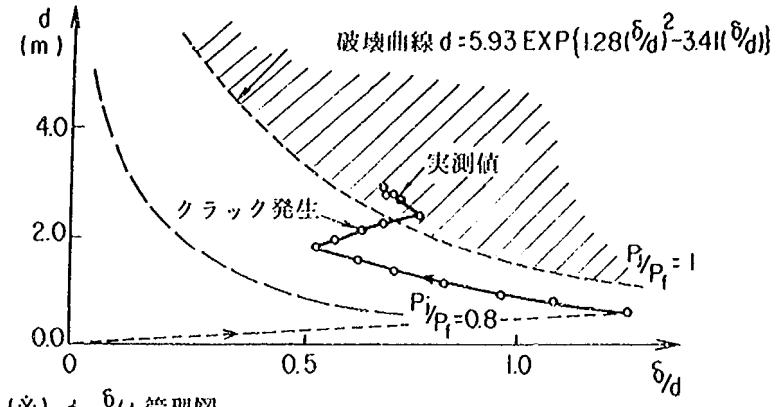
軟弱地盤改良工事について　（53. 関東）

（質　問）

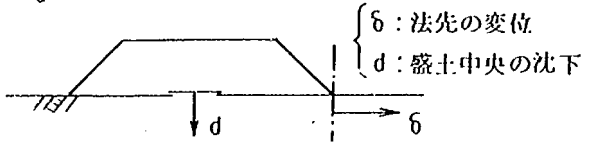
1）築堤工事において，同一の土質条件ながら，地盤改良が必要な箇所（すべり破壊を生じる）と改良なしで築堤（盛土）できる箇所が生じてくるが，ボーリング等による事前調査によって，破壊を生じる箇所を把握できないか。また築堤延長と関係があるのか，御教示願いたい。

2) 盛土施工中，及び盛土完了後の斜面安定を検討する方法で，松尾らによるd～δ／d管理図(※)があるが，斜面の長期安定を調べる場合，有効な判定方法であるのか。

また，進行性破壊によってすべりが生じる場合，粘性土の残留強度との関連において，斜面の長期安定問題を検討できないか，ご教示願いたい。



(※) d－δ/d 管理図



3) 袋詰めサンド・ドレーンによる軟弱地盤層（改良深さ２０ｍ）の強度増加を期待したが，盛土後，約２カ月の放置にもかかわらず，間ゲキ水圧が低下せず，ほぼ全応力と等しい値を示している。

この場合，圧密沈下は理論（バロンの式）どおり進行しているので，サンド・ドレーンによる排水効果は生じていると考えられる。

今回，チェック・ボーリングによる所要の一軸強さが発揮されたので，次期盛土を施工した。このようなケースでは，盛土後の地盤強度の評価を，有効力で行うべきか，一軸強さ（粘着力）で行うべきか，ご教示願いたい。

（千葉県土木部）

（回　答）

1) 同一土質条件と考えられる地盤でも実際には強度等が変化していることはよく経験するところで，特に軟弱地盤では同一土質といっても強度（一軸圧縮強さ）や圧縮性には非常に変動がみられる。土質調査でこのような土性の変動を正確にとらえることは困難であるから，少ないボーリング結果にもとずいた設計では，相当の安全率を有するはずの区間でもすべりが生じたりすることはある程度避けられないといえる。

表－１はある道路の軟弱地盤の一軸圧縮強さの分布を調らべた例である。延長４００ｍの区間で１４本のボーリング（したがってボーリング間隔は３０ｍ）を行ないサンプリングのあと一軸圧縮試験を実施した。ここに示したのは深度２～３ｍの部分のみについてであるが，この４００ｍの区間でも強度に相当の変動があることがわかる。通常の調査では延長４００ｍ程度の区間に対して実施されるボーリングは１～２本と考えられるから，ボーリング位置がどこになるかによって求められる一軸圧縮強度はこの全区間の中で大きめのものであったり，小さめのものであったりすることになり，当然のこととして計算上の安全率は種々の値となる。

表－１　軟弱地盤の一軸圧縮強さ（kg／cm²）の分布例（深度２～３ｍ）

区間	最大値	最小値	平均値	標準偏差	測定数
0～60ｍ	0.146	0.069	0.105	0.027	12
60～220	0.381	0.160	0.278	0.067	18
220～400	0.290	0.116	0.191	0.058	21
全区間	0.381	0.069	0.201	0.086	51

表－１の４００ｍの区間はここに示したように３区間に細分するのが妥当であり一軸圧縮強さ（平均値）からみると，それぞれの小区間の強度は明らかに異なっている。一軸圧縮強さをはじめとする土質常数は一応正規分布をすると考えられているので，表－１の観測値を用いて，設計値のとりかたにより（土質調査で得られた一軸圧縮強さにより）地盤対策がどのように変わることになるかを検討してみる。

いま許容の一軸圧縮強度を $q_u = 0.2\ kg/cm^2$ とすると（限界盛土高はおよそ３ｍぐらいであろう），０～６０ｍの区間の調査では q_u の最大値が $0.15\ kg/cm^2$ であるから，この地点の調査結果では，必らず地盤改良を要することになるが，６０～２２０ｍの区間の調査では $q_u = 0.2\ kg/cm^2$ 以下の値が得られる可能性は低いので（一軸圧縮強さが平均値 $0.278\ kg/cm^2$，標準偏差 $0.067\ kg/cm^2$ の正規分布にしたがうとすれば，$q_u < 0.2\ kg/cm^2$ となる確率はほぼ５％程度である），無処理施工が可能ということになろう。

このように比較的せまい部分に特に軟弱な個所が存在することはあり得ることであるが，これをボーリング等の事前調査で確実に把握することは現実的にはかなり困難といわざるを得ない。河川砂防技術基準調査編では軟弱地盤のボーリング（試料採取）について，サウンディング結果を参考にして最も軟弱な個所１個所を選定することを原則とし，軟弱地盤の規模が大きい場合に１００ｍ間隔とする，と規定しているが，１００ｍ間隔で機械的にボーリング位置を決めるのは土質調査計画としては画一的すぎるので，まずボーリングに先立ってサウンディングを実施し（河川砂防技術基準によれば５０～１００ｍ間隔となっている），弱点のありそうな個所の発見につとめ，その後ボーリングの位置を選定するのがよい。弱点個所の発見が最も重要なことであるが，そのためにはサウンディングを十分活用すべきである。

築堤延長とすべり破壊の関係については，はっきりしたことはわからないが，安全率に余裕のない状態で施工されているときには施工機械の荷重（振動）等がすべりを誘発することが考えら

れないこともないので，施工延長が長くなって運搬路として利用されているときには，注意しなければならないことではあろう。

2) 軟弱地盤の盛土の安定の判定に沈下と側方変位を利用するのは最も確実な方法であるから，これらの観測とその整理は施工管理の点で重視すべきものといえる。その判定規準として松尾らの示した $d \sim \delta / d$ の関係式はいくつかの破壊例から導かれたもので，実用に供し得るものであろう。ただ，複雑なすべりの徴候を沈下と変位という単純な測定値のみで判定するのであるから提案された破壊曲線の式がいかなる場合にも適切な規準値となり得るかについて疑問がないわけではない。強度や変形特性がいろいろ異なっても，同一の判定規準でよいかどうかさらに多くの実測例の集積を待って結論すべきものかもしれないが，最も簡単な測定値である沈下と変位から安定性の推移を検討しようとする方針は正しいものであろう。したがって現実に盛土の安全性の検討（というよりは施工管理であろう）に松尾らの $d \sim \delta / d$ 管理図を利用するのは有効であるが，同時に沈下および側方変位の速度にも注意しこの点からも判断すべきである。（たとえば浅岡らは水平変位の速度が 2cm／day を越えるとすべりの危険が高いとも指摘している[1]）なおこの管理図は盛土の長期安定を検討するためよりも施工直後の安定性を判定するものと考えるべきであろう（盛土の形状や土質条件にかかわりなく破壊曲線が全く一義的なものとしてあらわされるならば，いかなる時点においても安定性を判断する規準としてこの管理図は使用できるであろう）

次に軟弱地盤の安定解析に残留強度の考えを導入することであるが，現実的な見地から適切とはいえない。すなわち残留強度を求めるためにはかなり面倒な試験を必要とするうえ，安定解析においては残留率（すべり面のうち残留強度をとるべき部分の割合）を設定しなければならないという不明確な要素が残され，全体として通常の安定解析より精度のよい結果の得られる可能性は低いからである。また，通常の強度にくらべて残留強度が小さくなるのは過圧密土において著しく，軟弱地盤の場合には正規圧密での強度を問題にしていることからも，残留強度を採用する理由はないといえる。

3) 強度増加の判定には直接的な強度試験が最も適しているので，一軸圧縮強さで地盤強度を評価して次の施工に移ってよい。間げき水圧が低下しない理由はよくわからないが，盛土内にあらたな地下水面が形成され平衡状態を保っているため，盛土直後の間げき水圧と同じような水圧を記録していることも予想される。

（土質研究室）

---

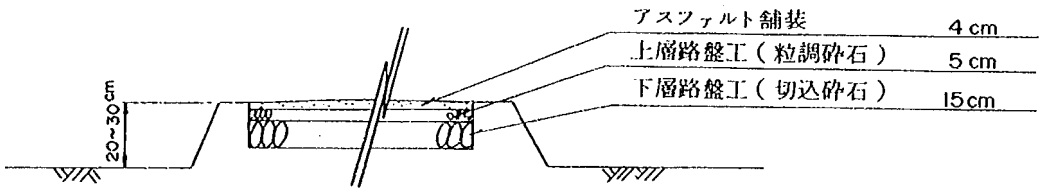
1) 浅岡顕，栗原則夫「軟弱地盤上の盛土の信頼性設計」土と基礎 Vol.25, No.11, 1977

1－4

農道の舗装と地下水の処理について　（54. 九州）

（質　問）

道路計画高と水田の高低差が少なく地下水が高いため転圧が十分行われず（一部石灰による処理を行う）晴天の続いた後アスファルト舗装を実施したが計画高を変更せず地下水の高い状態の場合，しや水層を設ける方法としてドレーンを施工する事が考えられるが，この場合，工事完了後の影響の有無および石灰による処理（下層路盤で実施）と耐久性について御教授願います。
理（下層路盤で実施）と耐久性について御教授願います。



（水資源開発公団）

（回　答）

水田などに新設される舗装のように，軟弱路床で地下水位が高い個所での舗装では，締固め不足になりやすいなどの施工上の問題の他に，施工後の問題として，路面の沈下や，地下水の浸透によるアスファルト混合物の剝離の問題等が考えられる。

施工時には，これらの個所では軟弱路床であるうえに地下水位が高いので締固め機械がはいることが困難で，路床改良したうえで，地下水位を下げて施工する必要がある。この質問が寄せられた個所では，送水管埋設のため，マサ土による置換えが２m以上の深さにわたってなされているようなので，軟弱路床の点は解決されているが，地下水位が高いので表面のマサ土が泥濘化して施工が困難になったものと考えられる。この場合の対策としては，次のような方法が考えられる。

(1) 地下水の排水処理をして，水位を下げるとともに，現場内の排水処理して一般の工法にて施工する方法。

(2) 地下処理せず，路床を石灰やセメント等で安定処理して支持力を上げた上で，路盤を施工する方法。

(3) 地下処理せず，路盤材を敷均したあと，セメント，石灰等で安定処理して所要の支持力をもたせる方法。

これらの工法の得失を考えてみると，(1)について施工は容易であるが，施工後の地下水位の上昇

やシルト分の混入による路床や路盤の支持力低下が考えられる。

(2)について，均一に安定処理剤との混合ができれば，その後の施工も確実で施工後の支持力低下の恐れも(1)に較べて小さい。

ただ施工規模からみて，使用する施工機械も限定され，混合むらが生ずる恐れが多いので安定処理路床の評価には注意を要する。

(3)について，路床の軟弱さは解消されていないので，安定処理しても路盤の締固めは十分できないと考えられるので，通常の安定処理路盤と同等には評価できないが，施工後の支持力低下の恐れは(1)に較べて小さいと思われる。また，施工は(2)に較べて容易である。

一般に，石灰で安定処理したものは，地下水の中に硫酸塩が含まれると劣化する恐れがあるが，通常の地下水では劣化はしないと考えてよい。しかし，この個所では地下水位が高いと予想されるので，アスファルト混合物のアスファルトと骨材との剝離が心配される。従って，例えば，消石灰をフィラーの1部として，2%程度添加するなどして，それに対処した混合物をつくる必要がある。

（舗装研究室）

1－5

軟弱な地盤に設置する剛性パイプカルバートの基礎について

（54. 九州）

（質　問）

地盤がパイプ縦断方向にほぼ均一と考えられる場合，その基礎の設計の考え方に関し以下の事項について御教示願います。

(1) 基礎材の選択――砂あるいはコンクリート

砂の場合は施工が容易で地盤の沈下にも追従する一方地盤の変形等で基礎形状（厚さ等）を所定のものに確保する事が難しいと思われます。また，コンクリートの場合は，地盤の変形に伴い特に縦断方向の基礎の一体性が損われ局部的に応力が集中する場合も考えられます。地盤が軟弱で沈下，変形が考えられる場合の基礎材の選択について標準的な考え方についてお聞きしたい。

(2) 基礎杭の使用について

地盤が軟弱な場合，基礎杭（摩擦杭も含めて）を用いる事により，パイプ縦断方向の不等沈下を抑制する意味から有効と思われますが，設計荷重，不等沈下（パイプ周辺部との）に伴う路面への影響等不利な面もあると思われます　特に設計荷重については，基礎杭を用いた場合と用いない場合（両者共突出型とした場合）で異なると思われますがいかがでしょうか。

（日本道路公団）

（回　答）

パイプカルバートの設計は一般に次のようにして行う。すなわち，管頂及び管底に集中荷重を載

荷し，管底に0.05 mm 幅のひびわれの生ずるときの荷重をP_rとすると，管底における最大曲げモーメントは次式で計算される。

$$\left.\begin{aligned} &M_r \fallingdotseq 0.318\ P_r \cdot \gamma + 0.239\ W \cdot \gamma \\ &\text{または，} \\ &M_r \fallingdotseq 0.318 P_r \cdot \gamma + 3{,}705\ t \cdot \gamma^2 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで，　P_r：　ひびわれ荷重（kg／m）

γ　：　管厚中心半径（m）

W　：　管の自重（kg／m）

t　：　管　厚　（m）

パイプカルバートの場合，安全率として普通1.25の値をとるため，許容曲げモーメントは(2)式のようになる。

$$M_{ra} = M_r / 1.25 \qquad (\text{kg}/m) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

次に，土圧及び活荷重によって管底に生ずる曲げモーメントは(3)式によって計算される。

$$M \fallingdotseq K\ (\ Q_d + Q_l\ )\ \gamma \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで，　K　：　基礎形式によって決まる係数で，表－1の値をとる。

Q_d：　管軸方向の単位長さ当りの埋戻し土による荷重（kg／m）

Q_l：　管軸方向の単位長さ当りの自動車荷重による荷重（kg／m）

γ　：　管厚中心半径（m）

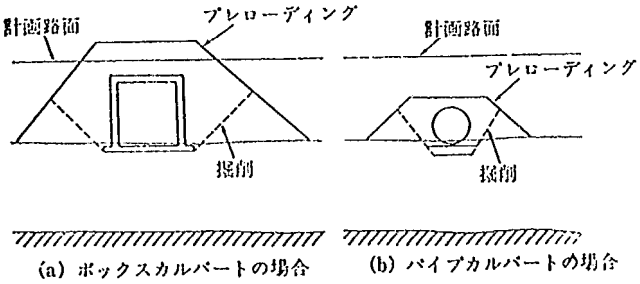
基礎は(2)式と(3)式とから$M_{ra} \geqq M$となるように安全な形式を決定する。従って，基礎の形式は主として横断軸方向を対象とした土かぶりなどの荷重と管の強度及び構造との関係から決定されることが多い。

軟弱地盤の場合には不等沈下などが生ずるので，パイプカルバートの縦方向についても考慮しておく必要があると思われるが，その設計方法については検討すべき問題もいくつか残されている。従って，軟弱地盤上にカルバートを構築する際には，まず地盤処理を行ない，側方流動及び残留沈下を少なくしてからカルバートを設定する方法が最も適切であると考えられている場合が多いようである。この場合には，基礎材として砂基礎を用い，土かぶり圧などが大きい場合は，耐圧性の高いPC管やボックスカルバートにするなどして，土圧を受けせつように設計する。なお，カルバーと設置のための軟弱地盤処理の方法には各種の方法がある。例えば，軟弱層の厚さが薄い場合には良質の材料で置き換える置換工法が考えられる。又，軟弱層が厚い場合にはサンドコンパクションパイル工法，石灰パイル工法，摩擦ぐい工法などの対策工を用いた例もある。しかし，一般には図－1に示すようなプレローディングを行う載荷重工法が最も広く用いられている。さらに，載荷重工法と同時にサンドコンパクション工法を併用する場合もある。

表－1　Kの値

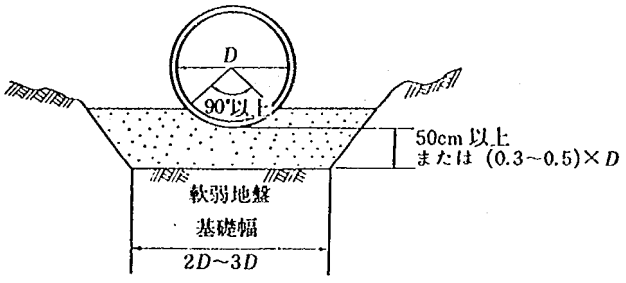
基礎形式	砂　基　礎			コンクリート基礎		
支持角	60°	90°	120°	90°	120°	180°
K	0.189	0.157	0.138	0.152	0.122	0.110

又，沈下量が大きくなると予測されるような箇所では図－２に示すようなコルゲートタイプなどの柔軟性のあるカルバートを用い，幅が直径の２～３倍で，厚さが最小50cmの砂基礎を設ける工法なども考えられるが，この工法の採用にあってはコルゲートパイプの強度ならびに耐久性などについて事前に十分検討しておく必要があると思われる。



図－１　カルバートの載荷重工法

次に，基礎杭の場合についてのべると基礎杭は沈下量を少なくし不等沈下を防止するのに効果がある。しかし，基礎杭を用いる場合は路面の平担性に及ぼす影響，及びカルバート前後の盛土の挙動などを考え合せて設計しないと，構造物と盛土との間に段差を生じ，



図－２　軟弱地盤の場合

道路交通に支障を及ぼすことになる。特に，カルバートの土かぶり厚の小さいものについては，供用開始後その影響が大きくでてくる。従って，低盛土のような場合には道路交通に影響を及ぼす段差について配慮しカルバートの基礎工を選択することが大切である。

又，軟弱地盤上にカルバートを構築する場合の設計荷重は，「道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」によると，次に示すような値のものを用いてよいことになっている。

① 杭基礎などの剛性基礎で支持されておらず，盛土の沈下と併行して同時に沈下する場合

$\alpha = 1.0$

② 杭基礎などを有し，盛土の沈下に抵抗する場合は表－２の値をとる。

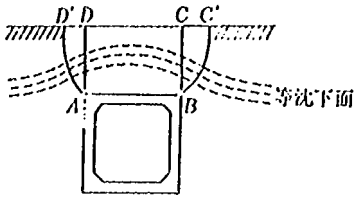
表－２　α の値

h_1/B	1 未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

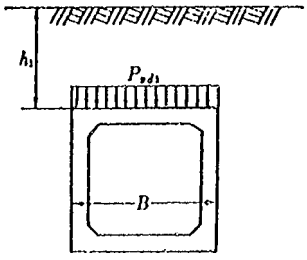
なお，係数αは図－３においてカルバート上端に加わる土の重量は，□$ABCD$の部分でなく，$ABC'D'$の部分であるとして，その増加の割合$\left(\frac{ABC'D'}{ABCD}\right)$を表わしたものである。

従って，αを用いてカルバート上面に作用する鉛直土圧は次式によって計算する。（図－４を参照）

$$P_{vd_1} = \alpha \cdot \gamma \cdot h_1 \quad (t/m^2)$$



図－3　鉛直土圧の増分



図－4　鉛直土圧

ここで，　γ ；カルバート上部の土の単位体積重量（t/m^3）

h_1 ；カルバートの土かぶり（舗装表面よりカルバート上面まで；m）

（土質研究室）

1－6

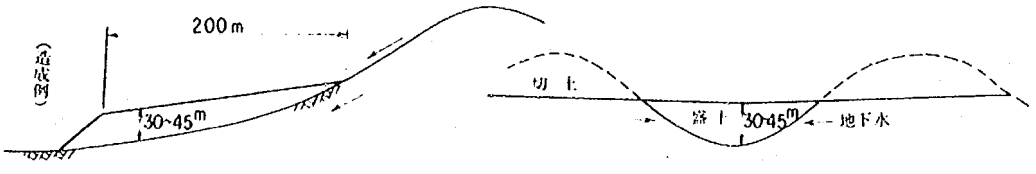
宅地造成の盛土部における地下排水工の考え方について　（53. 関東）

（質　問）

宅地造成の盛土部においては，谷部の旧地盤に有孔管等の排水材を敷設しているが，その設計についての基準的なものは見受けられず，経験に頼っているのが現状のように思われます。

本公団の造成地は一般に丘陵地あるいはそれ以上に比高差が大きい地形のところが多く，現在までのところ最高４５ｍの盛土高で延長約２００ｍに達する盛土個所も生じており（未施工），このような盛土部において，主として盛土側面（地山）からの浸透水をどのような考え方で処理すべきか御教示願いたい。とくに有孔管等を用いる場合の管断面の決定，配管，管材料の選択などに苦慮しております。

また，施工中の雨水処理土や盛土及び軟弱地盤の圧密促進のためのサンドマット等の兼ね合いについてはどのように考えるべきでしょうか。



（地域振興整備公団）

（回　答）

まず，地山からの浸透水ならび雨水の浸透に対する盛土の地下水処理対策の概念図を図－１に示す。

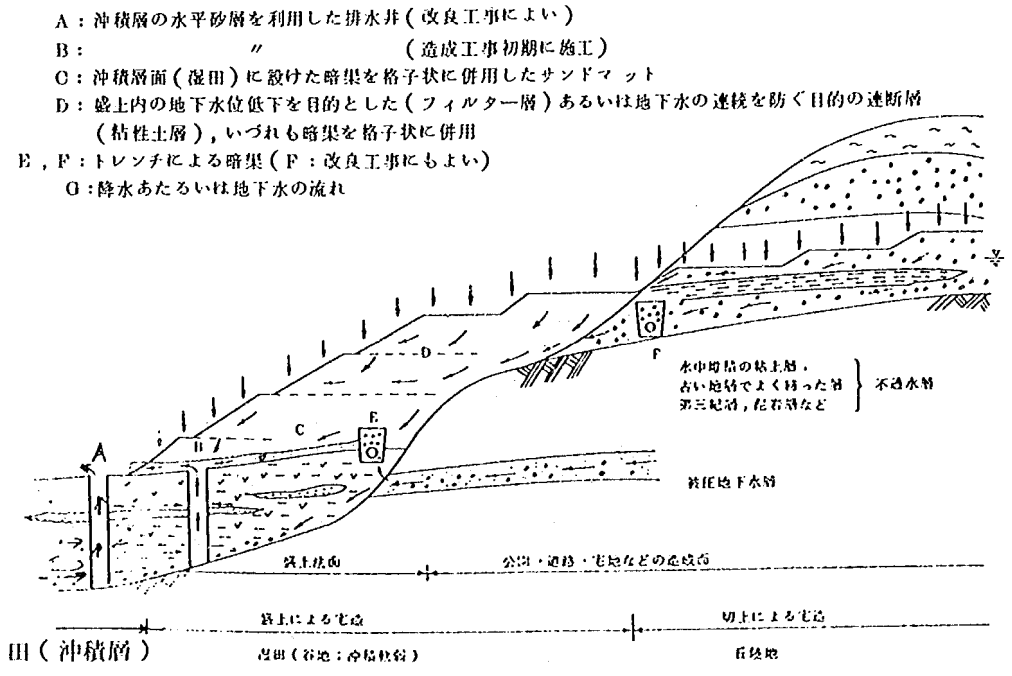
排水井のAおよびBは地山からの浸透水より沖積層の帯水層が被圧されている場合に，沖積層の水頭を軽減させるのに効果のある工法である。

同様に，沖積層と盛土底面との境には，サンドマットCおよび暗渠Eなどを設置して，沖積層から盛土へ浸透する水および盛土内の浸透水を排除するのがよい。

暗渠Fは地下水が盛土へ流入する個所に地山を掘削して設置するもので，不透水層の上部にある透水層は湧水個所となりやすいので積極的に用いるのがよいと考えられる。

Dは盛土内の浸透水を排除する目的でフィルタ層を設けるもので，暗渠と併用するとよい。

質問にあるような大規模な造成地では，1つの工法で水を完全に排除することは困難であると思われるので，上記にのべたいくつかの地下排水工を現地の地形，地質，土質に応じて重ね合せて用いることを考えるべきである。盛土の崩壊は水の作用に起因するものが大半をしめており，盛土に水が流入しないようにするとともに流入した水はできるだけ排除するように心がけるべきである。



次に，地下排水工を計画するにあたっては，次に示す点に注意すべきである。

① 盛土における地下排水網は，工事中における盛土の変位，不慮の破損などの恐れ，震害あるいは盛土後の復旧が著しく困難なことなどを配慮して，網目状（格子状）に計画する。

② 目づまりなどを起こさないような材料を用いることに心がけ，所要の排水容量を確保するために盲暗渠には少なくとも合成樹脂などによる孔あき管を併用する。

③ 盲暗渠などの施工済み個所はあらかじめ他の面より0.5～1.0 m程度高くして盛土するように

する。

④ 浅層地下水は微地形の凹部に集中していることが多いので，このような地形のところは綿密に調査し盛土内に地下水が流入しないように地下排水工を設置する。

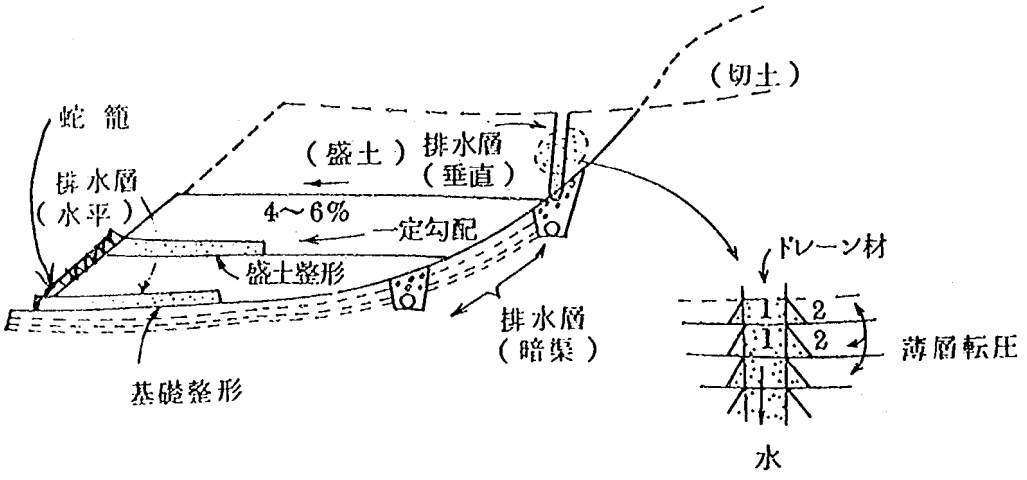
⑤ 地下排水は施工後に確認できないので，維持管理の重要な資料として設計図（配置図も含めて）を保存するのがよい。

地下排水工の断面，位置，および材料については造成地の場合，次のようなものが考えられている。

① 排水井は，たとえば現場打ちコンクリート杭用のアースドリルで径１ｍほどの井戸を掘削し，有孔管（穴あきコルゲートなど）あるいは蛇篭を嵌込み，その周辺を切込み砂利などで埋戻したのち，地表部は土砂が流入しないように処理する。現地の状況に応じて，井戸の径は小孔径のものを工夫してもよい。

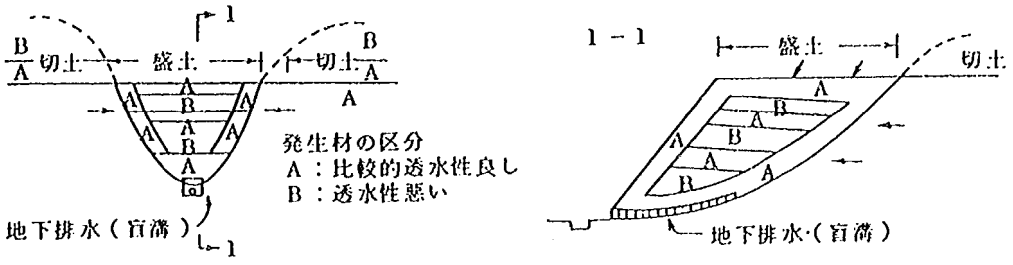
② 排水層（サンドマット）は少なくとも厚５０cm程度とし，φ１２０mm 程度の合成樹脂製の有孔管を網目状に配置し，有孔管のまわりは切込み砂利などで埋戻して排水能力を確保する。

③ 排水層（フィルター層）は図－２に示すようにのり面に向って１～６％程度のこう配をつけ，のり尻に笠石積みをしたり，あるいはのり尻部を砂れきにより置き換えして補強と排水を併用した対策を行なうとよい。厚さは盛土の施工状況にもよるが，少なくとも３０cm程度は必要であると考えられる。地下水の多い，あるいは排水距離の長い場合には盲暗渠を敷設するとよい。



図－２ 盛土内の排水施設

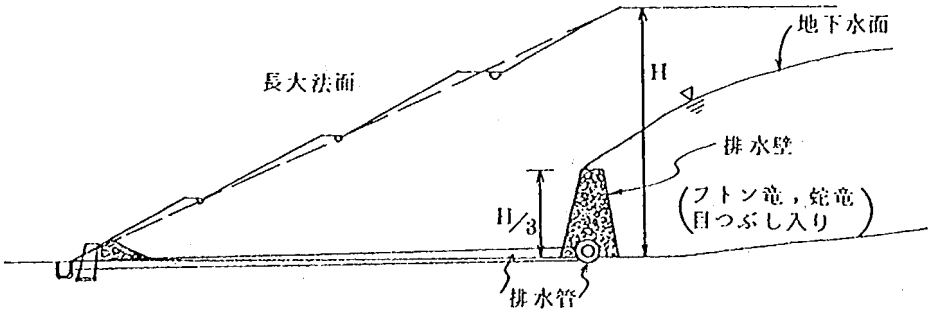
④ 発生材が透水性の異なる２種以上ある場合は，地下排水に対して最も効果があるように盛土材の配置を考えるべきで，その例を図－３に示す。



図－3　発生材と地下排水の組合せ

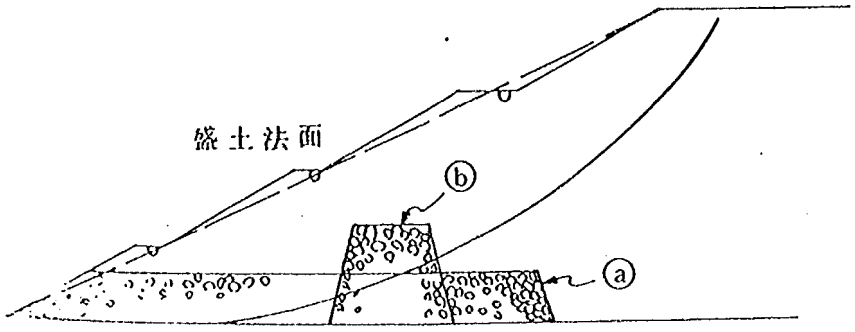
⑤　地山に設ける暗渠はトレンチャーあるいはバックホーで掘削可能な断面で，有孔管φ１５０～２００*mm*を設け，少なくとも高さ６０*cm*を切込み砂利（フィルター材）による埋戻しをし，その上に２０～３０*cm*厚さの川砂あるいは粗砂を敷設するのがよい。

⑥　宅地造成に伴なう谷部の盛土で，のり面が長大になる場合には，地下水の上昇を防ぎ，のり面崩壊を防止するために，図－４に示すようにのり肩の下の原地盤上にフトン篭などによる排水壁を築造し，排水管で地下水を排除する工法を用いた例がある。また原地盤上に設けるサンドマットは浸透水を除去し，盛土の安定性を高める意味で相当の余裕をもった長さとするのがよい。



図－4　盛土内部の排水壁の設置例

この他に，想定されるすべり面の抵抗力を増大させ，地下水を下げる目的で，図－５の㋓に示すような厚い砕石層を敷設したり，㋔の砕石壁を設ける場合がある。



図－5　すべり面の抵抗力を増大させる工法

⑦　埋戻し材（フィルター材）は№200ふるいを通過する土粒子（粘土，シルト）が5％未満で，粘着性のない切込み砂利または砂が適当であり，できれば砕石などは使用しない方がよい。

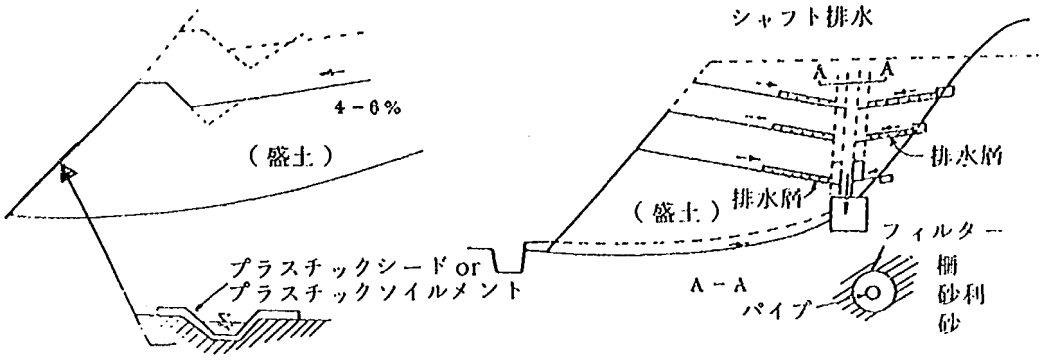
次に施工中の雨水の処理方法であるが，施工中の排水処理で注意すべき点として次のものがあげられる。

①　排水施設は事前の土質調査にもとづいて計画されるが，地中の浸透水の動きを調査のみによって正確につかむことがむずかしく，施工中に地下水や透水層の存在が判明することが多い。したがって，施工中も適時計画を変更して有効な排水施設を設けていくことが大切である。

②　地下水の供給を受けやすい透水層などを含む地層では，降雨のたびに激しいわき水が生じ土砂が洗い流されることがあるので，あらかじめ排水工などを設けておく必要がある。

③　自然地形における地表水の流れが盛土の施工によって大きく変えられることがあるので，十分な容量の排水路を計画しておく必要がある。

④　盛土施工途中の仮排水は図－6のような方法で行なう。粘性土で集水規模の小さい場合には，図－6の(a)に示すようにのり面付近を高くして，表面水がのり面を流下しないようにする。また，集水規模が大きい場合には，盛土全体の表面水を内部に集水し，竪穴を落し，水平埋設溝に導く。なお，施工が悪いと排水施設に水が集まらなかったり，水路の裏側に水が廻ったりしてのり面崩壊の原因になるので注意しなければならない。工事中の仮排水路でも，工事完了後，地下排水にも利用できるので，効果的な配置をして活用すべきである。



盛土（粘性土，集水規模小）　　盛土（集水規模大，砂質土）

(a) 法面への仮排水　　(b) 盛土中央部への仮排水

図－6　盛土途中の表面排水の処理

⑤ 盛土の中に設ける水平排水層などは排水をよくするためにのり面の方向にこう配をつけるが，軟弱地盤上の盛土では中央部の沈下量が大きいから，施工時のこう配はその分だけ大きくとっておかなければならない。

⑥ のり肩排水こう，小段排水こう，縦排水こうなどは盛土の沈下によってこう配が変わったり湾曲したりするので，ある程度沈下がおさまってから施工する，また，これらの排水施設を施工した後に盛土の沈下が避けられない個所では，簡単に修理できるような構造にしておくことが望ましい。

（土質研究室）

1－7

防災調整池上流側盛土法面の設計施工における安定計算及び安全率について

（53. 関東）

（質　問）

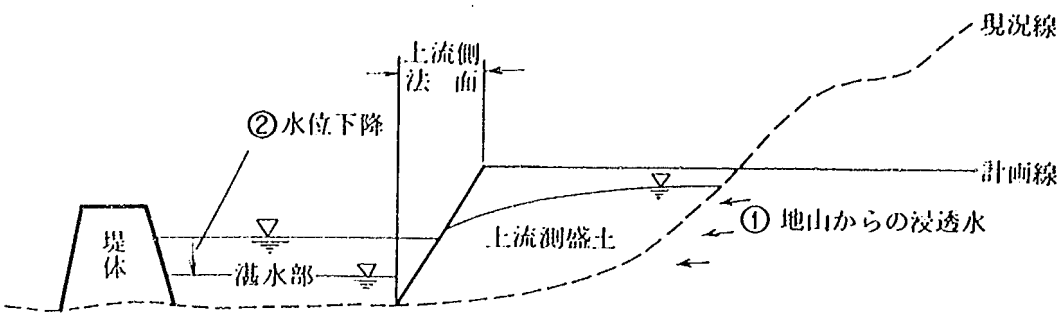
防災調節池の堤体については，防災調節池基準（案）（日本河川協会）でその基礎地盤，材料，形状等について規制されているが，上流側洗水部法面の設計，施工基準が特になく，一般土工における円弧すべりの計算を採用しているのが現状です。上流側洗水部盛土法面についても堤体同様浸透水を考慮に入れた設計，施工を行わなければならないと考えられるが，いかなる計算式，安全率を採用してゆくべきか御教示願いたい。

（地域振興整備公団）

（回　答）

図－1に示すような上流側の盛土の安定を考える場合，次に示す条件下のものを考慮する必要が

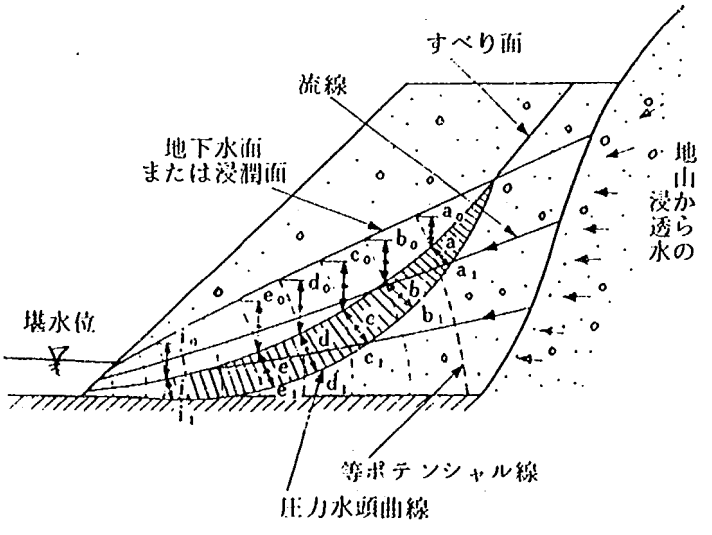
ある。



図－1

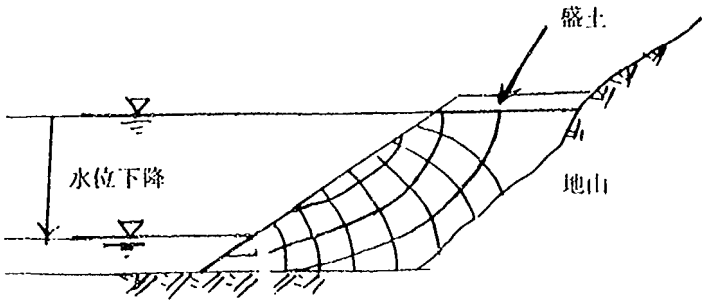
すなわち，1つは地山からの浸透水である。地山での地下水面の位置が土質調査などから判明すれば，円弧すべりの計算法により盛土の安定性を検討することは可能である。地山での地下水面の位置と湛水時の水位とから，盛土内の浸透流を図式解法，Casagrande の方法ならびに有限要素法による浸透法解析方法により求める。図－2に示すような盛土内の浸透流が求まれば，すべり面を仮定することにより，すべり面上の圧力水頭曲線が得られる。したがって，通常の円弧すべりの計算法により盛土の安全率が求まる。

次に，上流側の盛土の安定の問題として，図－3に示すような水位が下降した場合がある。この場合，水位の下降によって盛土内に過剰間げき水圧が残るため，残留水圧によって盛土内にすべりが生ずる場合がある。したがって，水位が下降した際の盛土内の浸透法についても，図解式などによって求め，円弧すべりの計算を行ない，安全率を求める方法が考えられる。



図－2　盛土内の浸透流と圧力水頭曲線の例

地山からの浸透水が加わった場合，ならびに水位下降時の盛土の安全率は1.2～1.3程度が妥当であると考えられる。

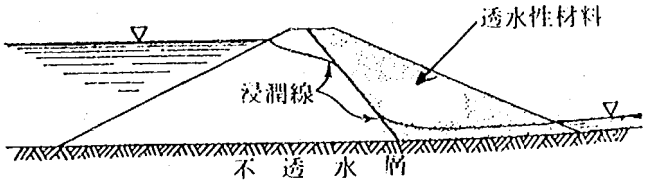


図－3　水位が下降した場合の盛土内の浸透流の例

安定計算に用いる条件のなかには，いくつかの仮定を含んでいる。例えば，地山からの浸透水であるが，土質調査から精度よく求めることが困難な場合が多い。また，実際の現象においては，降雨が盛土の安定性に大きな影響を及ぼすことも考えられる。

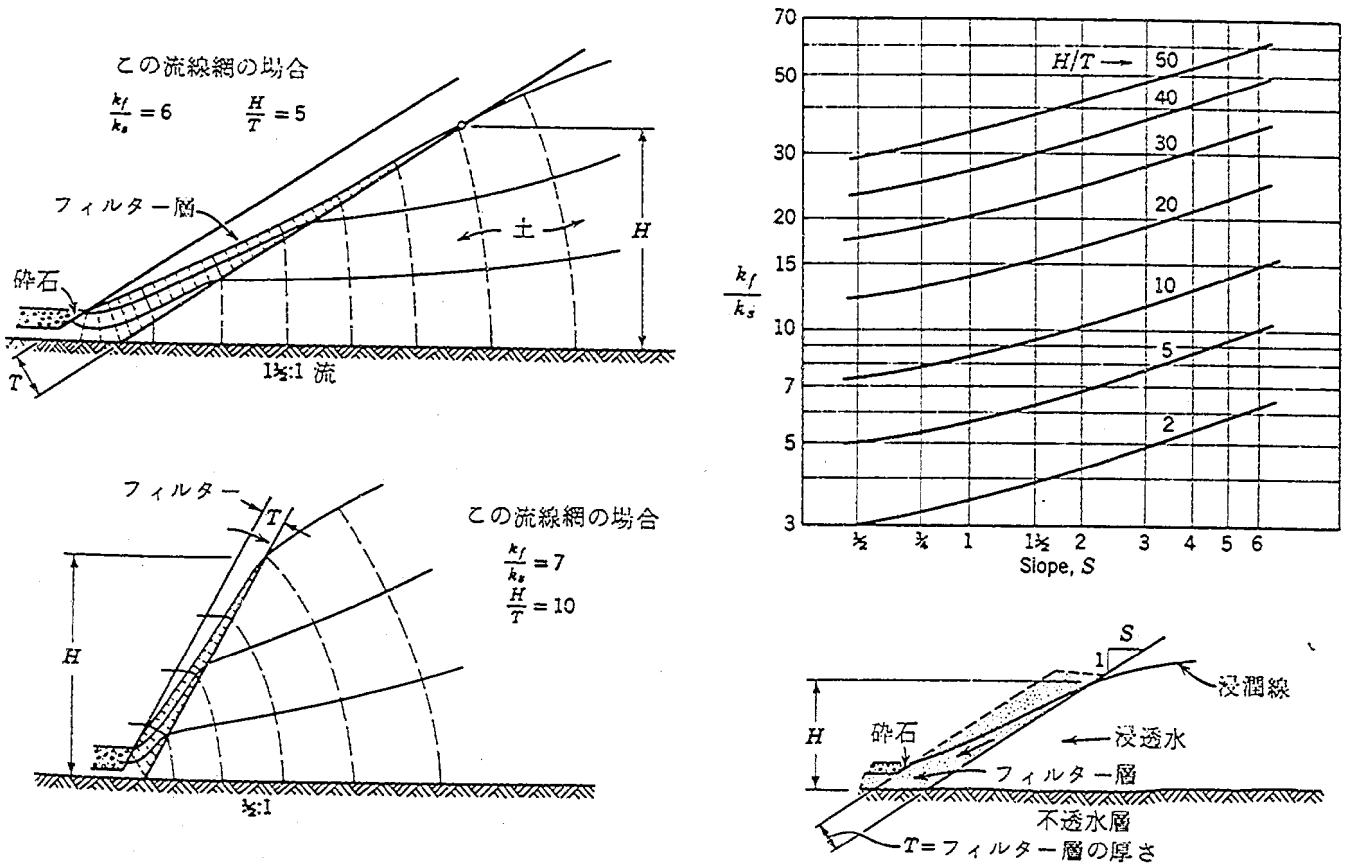
したがって，実際の盛土の設計，施工にあたっては上記の安定計算の方法によって盛土の安全性を確認するとともに，図－4，5に示すような堪水側の表のりの部分を透水性の材料で置き換えたり，表のりにフィルター層を設けたりして，表のり尻部の浸透水の水位が高くならないような工法を検討するのがよいと考えられる。また，表のりは水位の変動や波浪などによって洗掘されたり，侵食を受けやすいので，護岸工なども必要に応じて検討すべきである。

一般に地山等からの浸透水が上流のり面のり先に到達するよりも，調整池水位の上昇の方が早いので，上流側のり面内の湛水中における浸潤線の変化は簡単なものとはいえないが厳密な浸透解析は困難なので普通に行なわれている方法で間げき水圧分布を仮定し安定解析をする以外に特別な方法はない。降雨時のすべりに対して最も警戒を要するといえよう。安全率は締切堤（上流堤体）と同じに考える。



図－4　ダムにおける堤体の安定性を高めるための工法の1例

（土質研究室）



図－5　フィルタ層の設計（Cedergrenによる，１９６０）

1－8

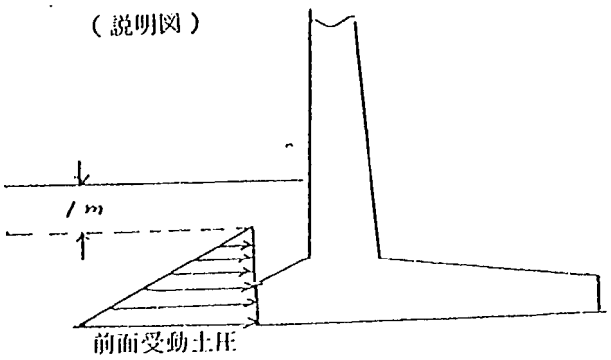
擁壁の安定計算における擁壁根入れ前面部の受働土圧の取り扱いについて

（53. 関東）

（質　問）

道路土工・擁壁，カルバート・仮設物工指針によりますと，安定検討時，擁壁前面の受働土圧を考慮に入れる場合，滑動に対する最小安全率は常時の場合1.2から1.5へ，また，地震時の場合は1.5から2.0へそれぞれ割り増すこととなっていますが，根入れが2.0～2.5 m程度，擁壁高さが6～10 m程度の場合，実質的には，前面受働土圧を考えても効果がなく逆になるケースも生じます。

（説明図）



擁壁前面の地形改変が将来ない場合に限って受働土圧を考慮に入れた場合でも安全率を割り増さずに設計する事は危険でしょうか。

（日本道路公団）

（回　答）

(1)　道路土工指針の規定

「道路土工－擁壁，カルバート・仮設構造物工指針」（以下指針という）では，擁壁の安定のうち，滑動に対する安定について，次のように規定している。

①　滑動に抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生ずるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧機抵抗力として考えられるが，長期にわたる確実性が期待できないことが多いので，通常はこれを無視して設計する。

②　安全率Fsの値が1.5を満足できない場合，原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし，地形条件などの制約によりやむを得ない場合は，基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり，あるいはくいの水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。

③　このような考え方をもとに，次のように安全率Fsの算定式を示している。

(イ)　受働土圧を考えない場合

$$Fs = \frac{(W+Pv)\tan\delta + C \cdot B}{PH} \geqq 1.5$$

ここに，W　：　自重（t／m）

Pv ： 土圧合力の鉛直成分（ t／m ）

PH ： 土圧合力の水平成分（ t／m ）

tanδ： 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

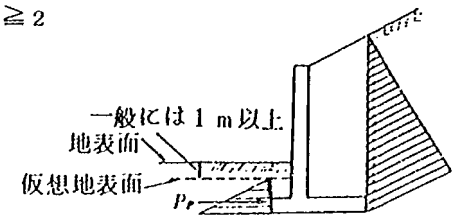
C ： 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力（ t／m² ）

B ： 擁壁の底版幅（ m ）

(ロ) 前面受働土圧を考慮する場合（参考として）

$$Fs = \frac{(W+Pv)\tan\delta + C\cdot B + Pp}{PH} \geqq 2$$

ここに，Pp ： 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分（ t／m ）（図－1参照）



図－1

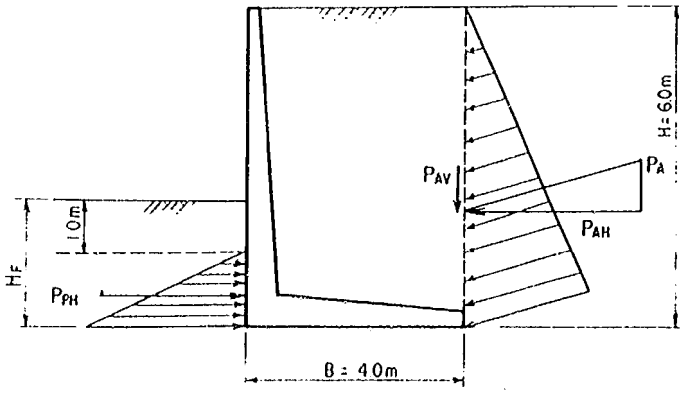
(ハ) 地震時安定計算における安全率として，受働土圧を考えない場合 Fs≧1.2，受働土圧を考える場合 Fs≧1.5 をあげている。

(2) 指針の問題点

指針では受働土圧を考える場合と考えない場合について，ウエイトに差をつけて記述しているが，今，かりに両方を同等のウエイトを持つものとし，一例として，高さ6mのL型擁壁の滑動に対する安定性を検討する。

（検討例）

擁壁は図－2に示すようなL型とし，



図－2

計算の便宜上，コンクリートの単位体積重量は裏込め土のそれと同じとする。

裏込め土及び基礎地盤の土質は同じものとし，表－1に示す2種を想定する。

このような条件のもとに滑動に対する安全率を算定した結果を図－3に示す。この図をもとにこの擁壁の安定について検討する。

(イ) 土質Aの場合，この擁壁は受働土圧を考えなくても Fs＝1.87 で安全である。しかし，受

動土圧を考えると前面の埋戻し高が約1.6 mになってはじめてFs≧2.0になる。

(ロ) 土質Bの場合，この擁壁は受働土圧を考えないとFs＝1.28で安全でない。受働土圧を考えて，前面埋戻し高が約2.7 mになるとFs≧2.0となる。

(ハ) 土質Bの場合に，前面埋戻し高が2.0 mしか確保できないとする。受働土圧を考えないでFs≧1.5となる底版幅を求めると，約4.8 mとなるが，受働土圧を考えてFs≧2.0を確保するためには底版幅は5.6 m必要になる。

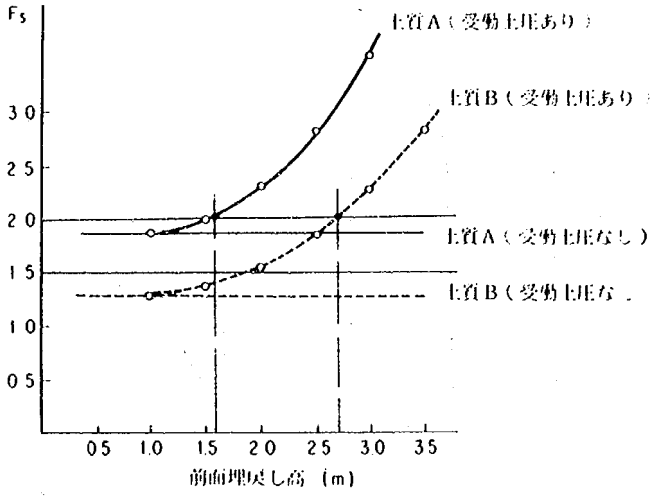
すなわち，受働土圧を考えるか否かで安全率を変える規定は指適のように矛盾を含んでいる。

表－1

		土　質　A	土　質　B
密度（t／m³）		1.8	1.8
内部摩擦角φ		30°	25°
粘　着　力		0	0
土圧係数	KAH	0.279	0.344
	KAV	0.102	0.105
	KPH	4.08	3.06

(3) 指針の考え方

指針の規定を(1)で示したが，指針では受働土圧を考慮しない場合を原則とし，例外として受働土圧を考慮する場合を示している。



図－3

受働土圧の問題点として次のことが考えられる。

① 受働土圧の発生は長い年月にわたって，それを確実に保証されるものでないこと。

② 受働土圧の大きさは前面の埋戻しの施工の良否に左右されるものであり，確実な施工が必ずしも保証されない。

③ 受働土圧が理論値通りの大きさになるためには，大きな変位を生じなければならない。一方，底面のせん断抵抗力は変位なしでその抵抗力を発揮するものであり，底面のせん断抵抗力と受働土圧との荷重分担がどのようになるのか明らかにされてない。

このような理由から，受働土圧を考慮することを例外として扱い，その場合の安全率を2.0に割増したものである。

実際の運用に当っても，この方針にそって，受働土圧を考慮するのは前面の根入れ深さが十分に確保され，その受働土圧がかなり大きくなる場合にのみ採用することにすれば，安全率の割増しに伴う矛盾も小さくなる。

また，質問の受働土圧を考慮に入れた場合でも安全率を割り増さずに設計することは，前記の理由により危険側の設計になる。

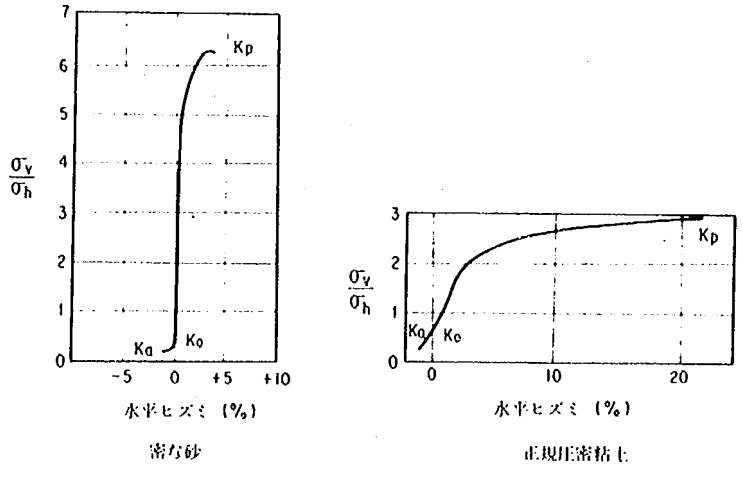
今回の道路土工指針の改訂に当っても，このような問題点について検討を行なったが，これらの問題点を明確にするだけの資料を得られなかったため，旧指針をそのまま引継いだものである。

（参　考）受働土圧と壁の変位

土圧の大きさと壁の変位の関係については，多くの人によって検討されているが，いまだ理論的に確立されてはいない。そこで2，3の実験例を次に示す。

① Lambeの実験

１９６９年Lambeは，三軸圧縮試験機を用いた実験で主働土圧状態と受働土圧状態を与えるのに必要な水平ヒズミを乾燥した密な砂の場合と，正規圧密粘土の場合について，図－４のように示している。



図－４

両者ともほぼ１%以内の水平ヒズミで静止土圧状態から主働土圧状態に移るが，受働土圧状態に移るのに密な砂の場合は４%，正規圧密粘土の場合で２０%の水平ヒズミが必要になっている。

② 日本建築学会の実験

日本建築学会では１９６６年に日本住宅公団からの委託により基礎の水平移動と受働土圧に関する実験を行なった。

この実験は，箱につめたゆるい砂に対して剛体壁（h＝６０cm）を押したり，引っ張ったりした

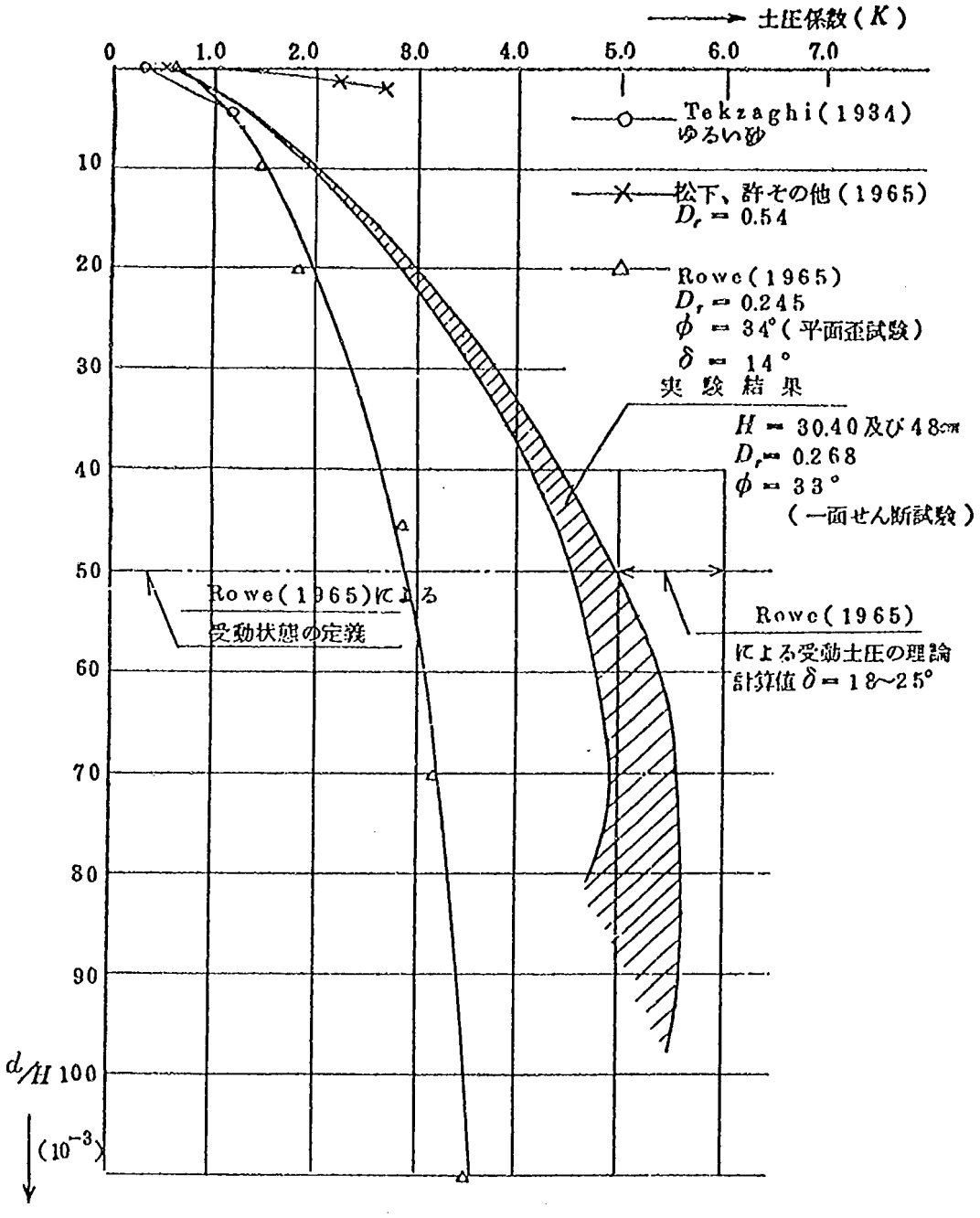
ものである。押した（受働状態）時の壁の変位と土圧係数の関係を他の実験例とともに示したのが図－５である。この実験では壁の変位が壁高さの約６％になった時に受働土圧状態になっている。

参考文献

(1) 岸田英明：基礎の根入れ部分の変位と土圧係数に関する研究，日本建築学会，１９６６。

(2) T. W. Lambe, R. V. Whitmen: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc 1969。

（施工研究室）



図－5　受働状態におけるd／H－Kの関係

2. コンクリートに関する問題点

2－1

ダムの耐酸工法について	（53. 関東）

（質　問）

八ツ場ダム建設予定地点の上流々域は硫酸性酸性水が流出している支川が多く，過去に中和工場が設置されたが未処理の支川の影響で，ダム予定地点でＰＨ４～７となっており洪水時等はＰＨ４以下が予想される。当事務所では過去から現在にかけて諸機関において，試験解析を依頼し，コンクリートダムにおける耐酸工法を検討しつつある。ここで次の点についてお教えいただき，耐酸工法の前進を計りたい。

1. 硫酸性酸性水が，コンクリート及び鋼材にどのような化学反応を示すのか。
   コンクリート及び鋼材の種類，
   1－1. コンクリート　－　普通，フライアッシュ，高炉，中庸熱セメントを用いたコンクリート
   1－2. 鋼　　材　－　普通鋼，耐候性鋼，ステンレス鋼
2. 現在試験を現地（流水）及び室内（静水）で行っているが，ダム築造後貯水池は静水状態となる。この場合，試験結果はどちらを対象として判断すべきか。
3. 現地試験の中でコンクリートの腐触試験を行った結果であるが重量が百分率で2.6％増えた，（ＰＨ４～５，フライアッシュセメント使用，浸漬期間１年，φ１５cm,Ｈ３０cmの供試体），これに化学反応で重量が増と考えられるか。

（八ツ場ダム工事々務所）

（回　答）

1. 一般にポルトランド系セメント（普通，中庸熱）より混合系セメントの方が，水和反応にともなって生成される水酸化カルシウムが安定な水和物を形成し，組織を致密にするため化学抵抗性については良好といわれている。

   しかし，ポルトランド系，混合系セメントとも，その主成分は酸化カルシウムであり，これを結合材に用いたコンクリートは当然のことながら強アルカリ性を呈している。従って，硫酸酸性環境におけるコンクリートは，使用セメント種類間で腐食速度の違いはあるものの，いずれのセメントを使用したコンクリートも，主として次のような化学反応によって腐食される。

$$\text{セメント水和物} + H_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O \quad (1)$$

（硫酸カルシウム）

$$CaSO_4 \cdot 2H_2O + 3CaO \cdot Al_2O_3 + 25H_2O \rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O \quad (2)$$

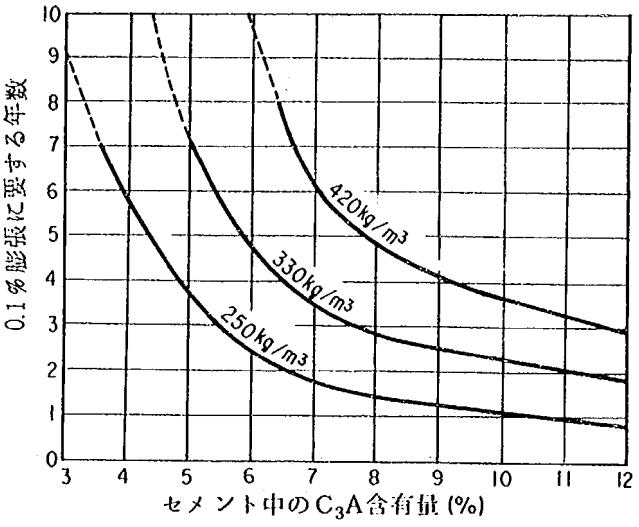
（カルシウムスルフォアルミネート）

(1)の反応で，セメント水和物が腐食され，(2)の反応でカルシウムサルフォアルミネートに変化すると約2.4倍膨張するといわれ，その際の異常な容積増と膨張圧によって，コンクリートの縁端部，表層部に膨張性の亀裂を生じさせ，さらにこれらの作用が進行してコンクリートを崩壊させる。

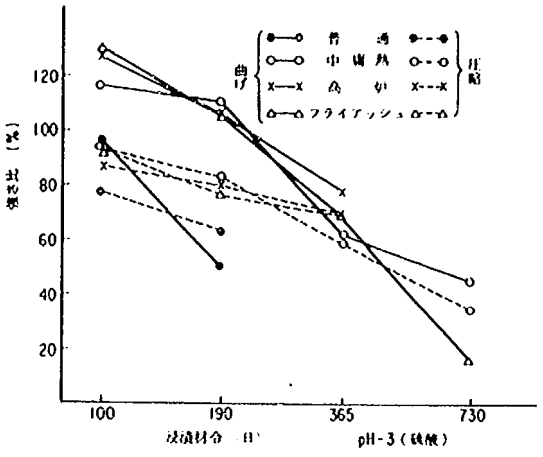
この反応において，最も影響を及ぼすものはセメント鉱物組成の中のC_3A（アルミン酸カルシウム）であるといわれており，一硫酸根に対する抵抗性を増すためにはセメント中のC_3Aを減ずる必要がある。

諸外国では，硫酸塩を多く含む土壌，地下水に接するコンクリート用セメントとして，C_3Aの量を規定した耐硫酸塩ポルトランドセメントを用いており，その量は3～5%以下に規定されている。C_3Aを減じたセメントコンクリートの化学抵抗性については，内外の文献によって確認されており，その例を図－1に示す。

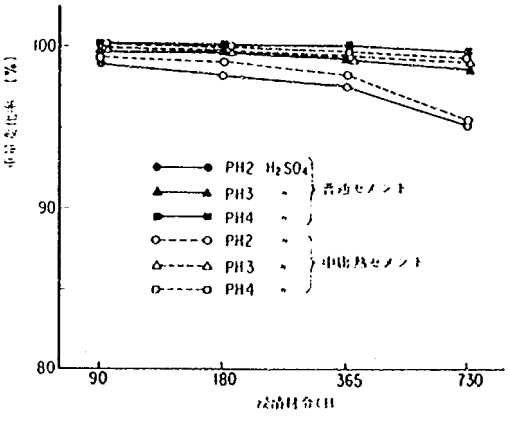
一方，我が国においても，最近，C_3Aの量を4%以下に規定した耐硫酸塩ポルトランドセメントの規格がJIS



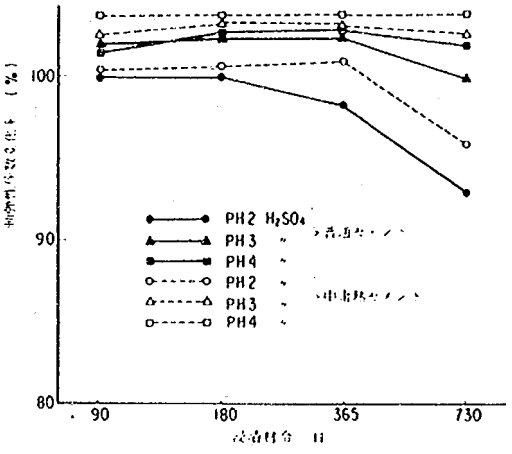
図－1　単位セメント量とセメント中のC_3A含有量がコンクリート供試体（8×8×40cm）の硫酸塩侵食に対する影響
（W．チェルニン著：セメント・コンクリート化学）



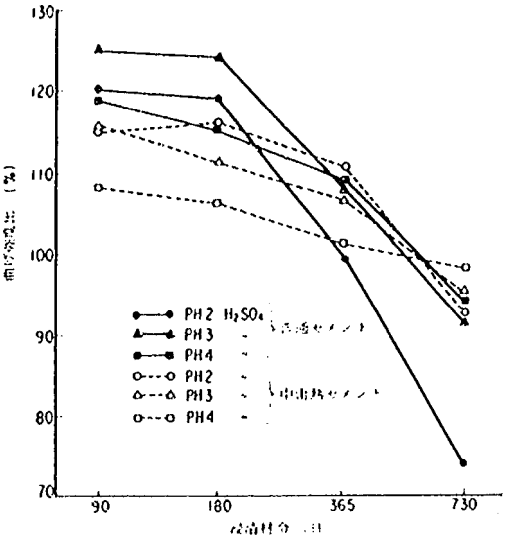
図－2　各種セメントモルタルの曲げ，圧縮強さ比



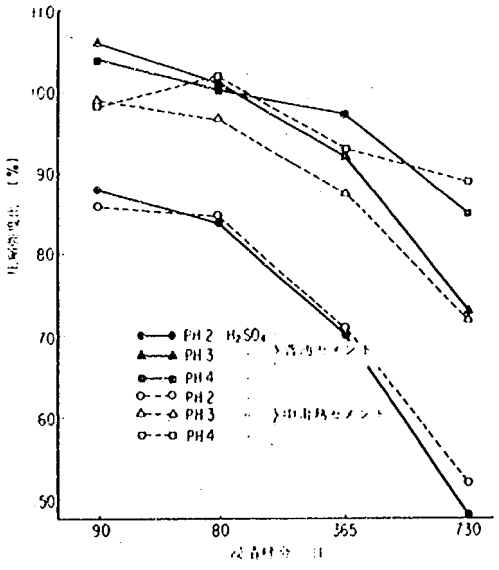
図－3　コンクリートの重量変化



図－4　コンクリートの動弾性係数変化



図－5　コンクリートの曲げ強度比変化



図－6　コンクリートの圧縮強度比変化

化されており，硫酸酸性環境においても従来のセメントと較べて耐久性の向上が期待できるものと思われる。

なお，参考までに土研で行った，セメントおよびコンクリートの→耐酸性試験のうち，硫酸浸漬の部分のデータをセメント関係は表－1，図－2に，コンクリート関係は表－2～3，図－3～6に示しますので参考にして下さい。

表－1　各種セメントモルタルの中性化深さ

PH値 浸漬液	セメント種別	中性化深さ（mm） 材令			
		60日	190日	365日	730日
3 硫酸	普通	0	+0.6	*	*
	中庸熱	0	0.1	0.4	0.5
	高炉	0	0.1	0.7	*
	フライアッシュ	0	0.2	0.8	1.0

＊　供試体膨張破壊

表－2　コンクリートの配合

Mux Size (mm)	Slump (cm)	Aia (%)	W/C (%)	S/a (%)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	S (kg/m³)	G (kg/m³)
20	6～8	1～2	45	38	158	350	715	1,185

表－3　コンクリートの中性化深さ

浸漬液種別	pH値	セメント種別	片面からの中性化深さ（mm） 材令			
			90日	180日	365日	730日
硫酸養生	pH2	普通	0.17	0.30	0.45	1.40
		中庸熱	0.03	0.32	0.47	0.98
	pH3	普通	0	0	0.15	0.37
		中庸熱	0	0	0.15	0.40
	pH4	普通	0	0	0.03	0.15
		中庸熱	0	0	0.10	0.18

鉄は電気化学的には，一般的に次のような化学反応によって腐食される。

$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e$ （陽極部分）

$2H^{+} + 2e \rightarrow 2H$ （陰極部分）

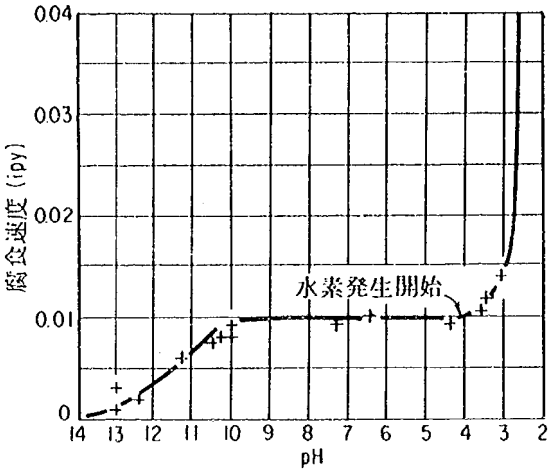
$2H + 1/2\ O_2 \rightarrow H_2O$

$2Fe + O_2 \rightarrow 2FeO$ （酸化第１鉄）

$FeO + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2$ （水酸化第１鉄）

$2Fe(OH)_2 + H_2O + 1/2\ O_2 \rightarrow 2Fe(OH)_3$ （水酸化第２鉄）

鉄の腐食速度とｐＨの関係は，図－７に示したようにｐＨ４以下では水素を発生し腐食速度は激しくなる。



図－７　曝気した室温の水中での鉄の腐食に対するｐＨの影響（Whitman, Russell, Altieri）
（Ｈ，Ｈユーリック著：腐食反応とその制御）

以下，各鋼材別に耐食性の概略を述べると次のとおりである。

1）普　通　鋼

普通鋼は一般に耐食性は小さいため，腐食環境は勿論普通の環境でもメッキや塗装などの防食処理をして使用することが多い。

2）耐候性鋼

耐候性鋼は炭素鋼の機械的性質改善と大気中での耐食性を増加する目的で作られたものであるが，腐食環境での耐食性は普通鋼と較べて，やや良い程度と考えられる。従って，腐食環境で用いる場合は防食対策が必要である。

3）ステンレス鋼

ステンレス鋼の耐食性は非常に優れている。ステンレス鋼が耐食的であるのは，クロム，ニッケルなどの添加元素の作用により安定化された酸化被膜が形成され不働態化するためである。このため酸化性環境では極めて耐食性が良好である。しかし，溶接作業を行う場合は熱処理を適切に行わないと粒間腐食を受け易くなる。

以上，鋼の種類別に耐食性について述べたが，土研で行った，これら３種の鋼材の硫酸浸漬試験結果を示すと図－８のとおりである。この試験は各ｐＨの酸液に５時間浸漬して腐食させた結果から，年間当りの腐食速度を換算したものであり短時間の試験のため腐食生成物による保護作用が小さく実際より腐食度は大きくなっていると思われる。

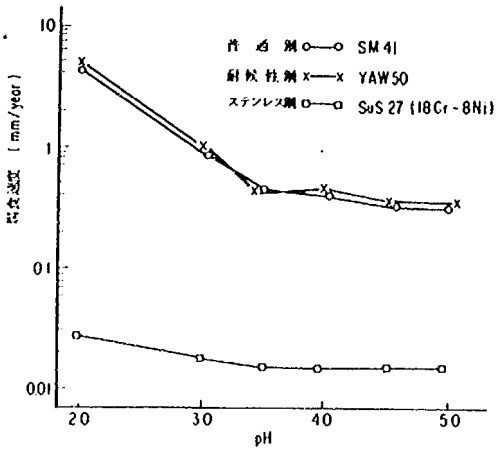
2. 室内試験では，現地の環境条件を再現することは不可能に近いので試験結果は１つの目安と考え，現地試験結果を対象として判断した方が現実的であると考える。

なお，この場合の流水の影響は，腐食に対しては厳しい要因となるので，むしろこの結果から

判断すればより安全サイドであると考える。

3. 酸性環境でコンクリートの浸漬実験を行えば一般的には重量減が当然と考えられます。

しかし，硫酸酸性環境で酸の濃度が低く腐食が小さい場合には，（回答１）で示した(1)，(2)のような化学反応によって硫酸カルシウムやその他の化学反応生成物がコンクリート面に付着され，その量が酸による腐食減量よりも多くなったため，結果的には重量増という現象になったものと思われます。



図－８　各種鋼材の腐食速度とｐＨの関係

なお，その他の要因としましては，硫酸浸漬の場合，硫酸カルシウムの被膜や腐食されたコンクリートの中性化部分はかなり強固にコンクリートに付着しておりますので，重量測定時にそれらを完全に除去しなかったということも考えられます。

（化学研究室）

2－2

鉄筋コンクリート構造物に使用する海砂に含まれる塩化物の除去方法及び標準を越える含塩量の場合の使用方法について　（52. 沖縄）

（質　問）

一般鉄筋コンクリート構造物に用いるコンクリートでは，海砂に含まれる塩化物の許容限度の標準は海砂の絶乾重量に対しNaCl に換算して0.01％とすると「コンクリート標準示方書解説」に記されているが当沖縄県の場合は飲料水にもことかく位に水が少ない状態にあり水洗いすることも出来ない，水洗いを行なえない場合の除去について安価でかつ手軽に出来る方法を御教授願いたい。

又，努力しても塩化分含有量を標準以下に出来ない場合の鉄筋コンクリートに与える影きょう及び塩化分含有量のチェック（現場打設時）方法について御教授願いたい。

（注）　砂の水揚直後含有量　　0.44％位
　　砂の水揚１週間後　　0.20％位

（沖縄総合事務局道路建設課）

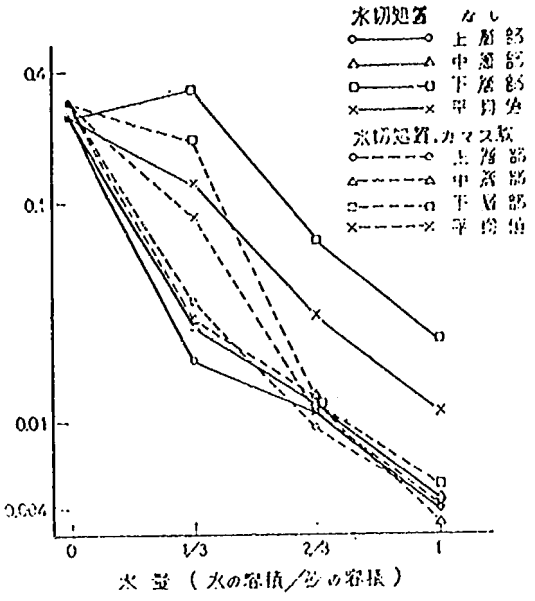
（回　答）

海砂から塩分をほぼ完全に除去するには洗浄する他かはない。洗浄する場合，海砂がまだ湿っており，さらに散水後の水切りに留意しさえすれば，砂の容積のほぼ½程度の水を散水するだけで十

分に目的を達すると考えられる。
（図－１）

もともと海砂中の塩分は，砂の表面水として存在する海水の塩化物（Nacl で約３％）によるので，表面水がもし１０％あれば約0.３％となる。したがって，砂の貯蔵時における排水や搬出時の採取位置あるいは粗砂，細砂の混合など表面水を低減する方法を考えれば塩分含有量を必然的に少なくできる。
（図－２）

海砂中の塩分がコンクリートの品質におよぼす影響は，初期の硬化速度，圧縮強度，乾燥収縮などでは比較的僅かであるが，水和熱は，海砂中の塩分が0.１％および0.５％あれば，材令７日で３ Cal／g および１０Cal／g 高くなる。

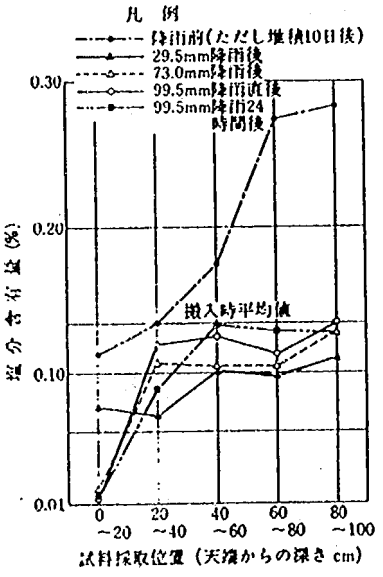


図－１　水切り処置をしたものとしないものの水洗状態の比較（細砂）(1)

コンクリート中の鉄筋の腐食については，いまなお未知の点が多い。土木学会の規定も，海砂の活用が急がれていたので，塩化物を加えた水酸化カルシウム水溶液およびコンクリート中の鉄筋の発錆試験，海砂を使用した構造物の実態および同じ塩化物である $CaCl_2$ の許容限度などから総合的に判断して決定したものである。

コンクリート中の鉄筋は，通常，セメントの水和による水酸化カルシウムによる高いアルカリ環境下（ＰＨ１２以上）では鉄筋の表面が不働態化しているので腐食されないがこの保護皮膜もある条件下（中性化，塩分の存在，高温）では破壊されることになる。

土木研究所の実験(1)では塩分濃度が0.２２５％（対砂比約0.０６%）あたりから腐食が大きくなっている。



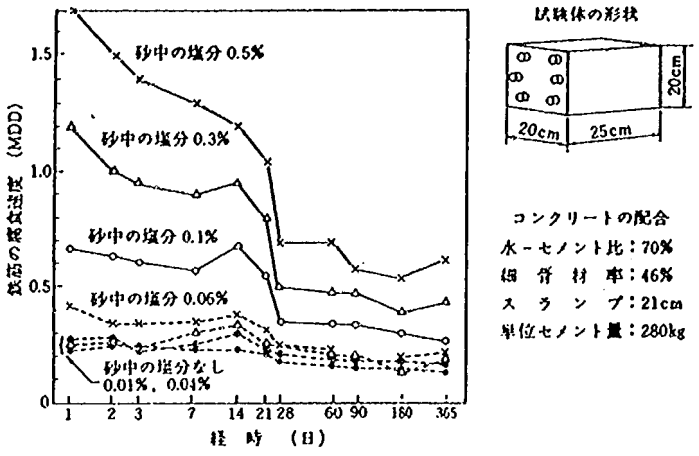
図－２　降雨量と海砂の塩分含有量の変化(2)

しかし，コンクリート中の鉄筋の腐食は，腐食環境をモデル化した水酸化カルシウム飽和溶液の場合と異なり，①塩分の１部がセメントと反応して常温でイオン化しない安定な化合物をつくる。

②酸素の供給が少なくなる ③水分の補給が十分でないなどの理由から，かなり小さくなることが予想される。

コンクリート中の鉄筋の腐食状態について試験を行なった例を示すと図－3，表－1のとおりである。これをみるとかなり塩分量が多くても発錆の程度が少ないようであるが，塩分含有量試験の誤差を50％位考えておくのが普通である。

以上のほか，外部から塩分分が滲透してコンクリート中の鉄筋が腐食することも



図－3 塩分のコンクリート中の鉄筋の腐食速度に与える影響

表－1 屋外に放置したコンクリート中の鉄筋の腐食状態

材令（年月）	鉄筋種別	かぶり (cm)	鉄筋の腐食状態，（）は錆の数 練りまぜ水中の塩分量(%)，（）は砂中に換算した塩分量(%)						
			0	0.05 (0.01)	0.25 (0.05)	0.50 (0.11)	3.00 (0.66)	水に対して0.5% $NaNO_2$ 添加	
								0.05 (0.01)	3.00 (0.66)
1	みがき	1	E	E	E	E	A(1)	E	E
	黒皮	1	E	E	E	E	A(1) CD（数カ所）	E	A(1) B(1) CD（数カ所）
		2	E	E	E	D(1)	CD（数カ所）	E	B(3) CD（数カ所）
		4	E	E	E	E	CD（数カ所）	E	B(2) CD（数カ所）
2	みがき	2	E	E	E	C(1) D(3)	D(4)	E	D(1)
	黒皮	1	E	E	E	C(1) D(1)	A(1) B(1) CD(12)	E	C(6)
		2	E	E	E	D(8)	A(1) B(1) CD(10)	E	A(1) CD(14)
		4	E	E	E	E	A(2) B(1) CD(8)	E	A(1) B(3) CD(25)
4.10	みがき	2	E	E	E	E	D(4)	E	D(8)
	黒皮	1	E	E	E	E	B(3) C(8) D(5)	E	A(2) C(13) D(12)
		2	E	E	E	E	C(18) D(5)	E	A(2) B(3) C(8) D(7)
		4	E	E	E	E	A(1) B(1) C(16) D(3)	E	A(1) C(12) D(5)

注） 1. 鉄筋の腐食状態は，両端を除いた21cmの範囲内で示した。

2. A；直径5～3mm，B；直径3～2mm，C；直径2～1mm，D；直径1mm以下の腐食。
E；腐食なし。

考えておかなければならない。

このような場合の，コンクリート中の鉄筋の防食対策としては，

(1) 密実なコンクリートの施工をすること

(2) かぶり厚さを十分にとること（5cm以上，できれば7cm以上）

(3) 水セメント比を小さく（できれば40％程度に）する。

防錆剤の効果は，塩分含有量が比較的少ないときや比較的良い環境下ではいちじるしいことが試験により確かめられているが，実際の構造物に用いたときの効果は，まだ明白ではない。

プレストレストコンクリートの場合は，鋼材の断面積が小さく，僅かな錆でも安全性に影響し，また応力腐食の心配もあるので，一般に0.02％程度に制限されている。海砂の洗浄が困難であれば製砂することも考える必要があろう。また，鋼材の保管に注意すること，グラウトに水道水を使用することなどの配慮が必要である。

塩化物の測定方法については表－2にしめすとおりである。これらの中，アルカリ分の影響を受けないためにコンクリート中の塩分含有量について測定できるのは，ホルハルト法，水銀滴定法，イオン電極法である。

表－2 塩化物測定方法の比較

試験方法		測定原理	判定方法	特徴
滴定法	モール法	硝酸銀の滴下により塩化銀を生ずる。さらに硝酸銀が加わるとクロム酸カリを指示薬に用いているのでクロム酸銀の赤褐色沈澱を生ずる。	赤褐色に変色したさいの硝酸銀溶液の滴定量	広く用いられており操作も簡単であるが，PHが5～9の範囲外では終点の識別が不明瞭となる（土木学会，建築学会ともに骨材の試験方法として認めている）
	ホルハルト法	上述の塩化銀を生じた溶液に硝酸を加えて酸性としたのちに鉄ミョウバン飽和溶液を指示薬として過剰の硝酸銀をチオシアン酸アンモニウムで逆滴定する。	橙紅色に変色したさいのチオシアン酸アンモニウムの滴定量	操作はモール法よりはめんどうであるが，溶液のPHに関係なく精度よく測定できる（イギリスのGLC海産骨材規格における試験方法）
試験紙法		濃度の異なるクロム酸銀系の液体を浸み込ませた紙を用い，塩分を含む水に浸して変色の度合いを見る。	クロム酸銀の濃度に応じた白色変化の程度	簡便であるが精度の点では劣る。
電気電導度法		電導度は電気抵抗の逆数で，ある程度までは，水中の溶存物質の量に比例して大きくなる。	塩分濃度と電導度との検量線	セメントの成分であるCa，Mg，SO_4 などが溶解しているときは，これらが電解物質であるためこの方法は不適当である。骨材のみには簡便な方法である。
イオン電極法		塩素イオンに感応する電極を比較電極と組合せて用いたときに，イオンの濃度に応じて発生する起電力を測定する。	イオン濃度と電位との検量線	比較的簡便に精度よく測定できる検量線をしばしば確かめるのがよい。

（参考文献）

(1) 大場，森，坂本　海砂の利用および問題点（その２）　土木技術資料Vol 15 No.4 昭和48年

(2) 特集　海砂とコンクリート　コンクリートジャーナルVol 12.No.10 昭和48年

(3) 森，小林ほか　海上に暴露した鉄筋コンクリート試供体中の鉄筋の腐食 土木技術資料 Vol 18，No.11　昭和51年

(4) 鉄筋コンクリートにおける塩化物の影響に関するシンポジウム　昭和50年3月 日本コンクリート会議（旧称のまま）

(5) 具志　沖縄における鉄筋コンクリート橋の変状調査　セメントコンクリートNo.328 昭和49年6月

(6) 具志　沖縄県における鉄筋コンクリート構造物の耐久性 セメントコンクリートNo.363　昭和52年5月

（コンクリート研究室）

2－3

コンクリートの標準養生および現場養生供試体の強度の相関，ならびにシュミットハンマーの信頼度について（52. 沖縄）

（質　問）

現場養生と水中養生（試験室においての養生）の違いにより，圧縮強度は異なると考えられている。水中養生は設計基準強度を満たし，現場養生が，設計基準強度に満たない場合どういう処理をしたらよいか？

又，シュミットハンマーは，どの程度まで信頼出来るか？

（沖縄県訓練飛行場建設局）

（回　答）

(1) 圧縮強度について

標準養生供試体と現場養生供試体とは，養生中の湿度および温度の違いによって強度に相違が生ずる。

1) 湿度の影響：表－1に一例を示すように，コンクリート供試体の圧縮強度は脱型時期の違い

表－1　脱型時間の長短による圧縮強度の変化と水中養生の効果[1)]

（MS＝25㎜，Sl＝7.5㎝，C＝430kg/m³）

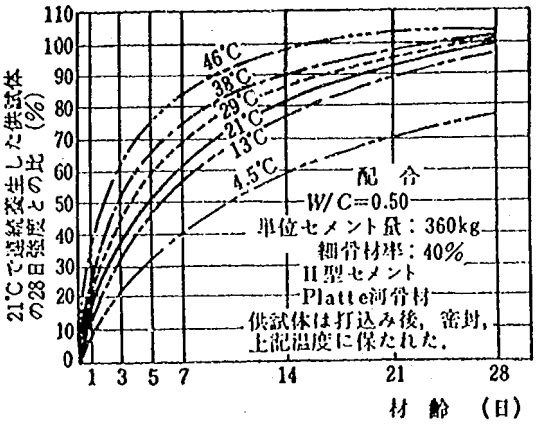
練りまぜ温度(℃)	脱型までの温度(℃)	脱型時間(hr)	脱型後の養生条件	4週圧縮強度 (%)
20	20	10	標準水中	559
		72		463
20	20	10	供試体をビニールで密閉し，20℃水中に入れる。	424
		72		410
20	20	10	20℃気中	338

および脱型後における供試体への水分の供給の有無によってかなりの相違が生ずる。脱型時間10 hr，養生温度20℃の場合，標準養生供試体にくらべて水の出入りがない状態および気中放置の状態で養生した現場養生供試体の材令28日における圧縮強度は，それぞれ約75％および約60％となっている。このように現場養生供試体の強度は，養生中の湿度によって標準養生供試体との相関が大幅に変化することに注意する必要がある。

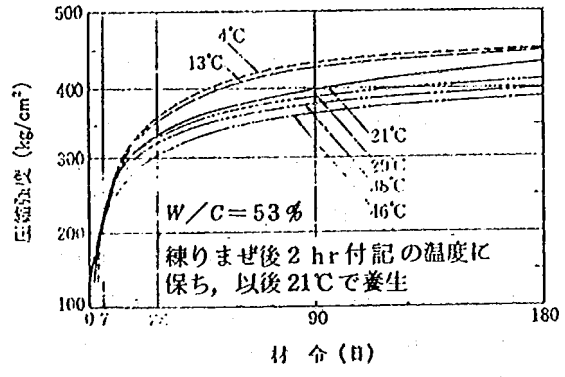
2) 温度の影響：一般に，養生温度が高いほど初期における強度発現が早いが，長期強度は初期養生温度が低い方が大きくなる（図－1，図－2参照）。このように，標準養生供試体との強度の相関は，現場養生供試体の養生温度によって変ることに注意する必要がある。

以上のように，現場養生供試体の強度は供試体の脱型時期，養生中の温度および湿度，供試体の材令によって変化するので，コンクリートの品質の判定はこれらの変動要素が限定された標準養生供試体にもとづいて行なうのが原則である。

現場養生供試体の試験は，養生の適否を確かめること，型わく取りはずしの時期を定めること，プレストレス導入などの載荷時に安全であるかどうかを確かめること，などを目的として行なうもので，現場養生供試体の強度が標準養生供試体の強度にくらべて著るしく低い場合には，養生方法の改善な



図－1　養生温度と圧縮強度との関係
（コンクリートマニュアル）



図－2　初期養生温度と圧縮強度との関係

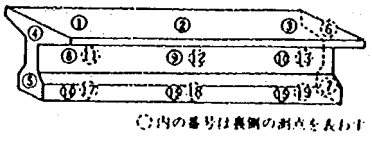
ど適切な対策を講ずる必要がある。

(2) シュミットハンマーについて

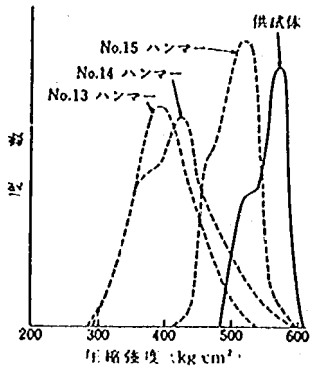
シュミットハンマーによる試験は，コンクリートの表面を打撃し，そのときの反発力の大小によって強度を推定しようとする方法である。一般には，ハンマーと反発力を測定する目盛とが一体となったシュミットハンマーが使用されている。反発面の硬度にくらべてハンマーの打撃エネルギーが大きすぎると，表面が変形して適正な試験値が得られないので，市販されているシュミットハンマーには，N型：普通コンクリート用（打撃エネルギー0.235 m·kg），L型：軽量コンクリート用（打撃エネルギー0.075 m·kg），P型：低強度コンクリート用（打撃エネルギー0.09 m·kg）の3種がある。

以下に，もっとも多用されているN型ハンマーについてのべるが，使用上の留意点は他の機種についてもほぼ同様である。

シュミットハンマーの利点は，比較的安価であって，コンクリートの品質が相対的な値ではあるがあまり時間もかからずに現場コンクリートのどんな部分についても推定できるところにある。よく，構造体について反発試験を行ない，その反発値から標準供試体の強度推定をすることが考えられるが，構造体の施工に伴なうコンクリートの表面状態の供試体のそれとの違い，シュミットハンマー自体の品質のばらつきなどがあり，補正を必要とすることが多くてなかなかうまくゆかない。むしろ，相対的に得られる反発値を活かして，構造体のコンクリートの均一性の調査に重点をおくことが，簡便さの利点を生かすことになる（図－3）。



試 験 位 置



図－3 試験げたの各ヒストグラムの比較図[2)]

シュミットハンマーによる測定において留意すべき点は，①ハンマーの誤差，②打撃方向，③部材寸法，④表面の状態，⑤測定部分のコンクリートの応力，⑥測定個数などである。

立命館大学明石教授の報告[2)]によれば，シュミットハンマーは測定前に必要な調整（①衝撃の解放位置，②ライダーの摩擦，③衝撃バネの強さ，④規定アンビルによる反発試験）を行なっても不十分なものが使用中に生じてくる（表－2）。

打撃方向は打撃面に直角で水平に行なうことになっているが，現場では水平以外の方向でも測定しなければならない。この場合の補正量を，大きなはり型供試体を傾斜させて測定した結果は

図－4のようで，上向きに打撃するほど反発値は大きくなる。部材の厚さが10cm以下であったり，柱の1辺が15cm以下であったりするようなものには使用を避けるのがよい。

表面の乾湿による反発値と標準供試体強度との関係は図－5のようである。

1箇所の測定は，20点以上について測定し，その算術平均値をその箇所の測定値とする。ただし，打撃時の打音やくぼみなどから判断して明らかに異常と考えられる測定値は除く。

上記の必要な補正を行なった場合でも，反発値と標準供試体強度との関係は図－6のようで，発表者によって大きく相違している。

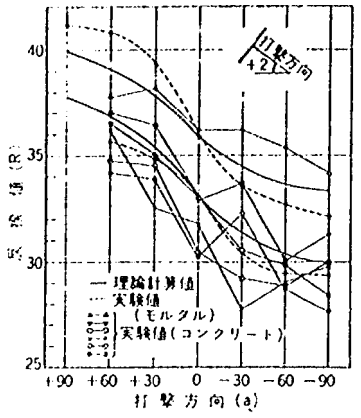
表－2　内部機構の調整前後の値とアンビルテスト結果[2)]

規定値 ＼ ハンマー番号			1[3)]	3	4	9	10	11	12
解放位置	前	100	98.0	99.5	101.8	101	100	97.5	101
	後		—	100	100	100	100	—	100
摩擦 (g)	前	50~80	20.5	19	70	80	75	125.[2)]	95
	後		—	—	70	80	75	—	78
衝撃ばねの力 (mm)	前	5.0	5.3	5.0	6.5	5.0	5.0	4.4	5.6
	後		—	5.0	5.0	5.0	5.0	—	5.0
Ra		80±2	82.7	78.1	76.3	79.1	85.1	69.9	80.1
標準偏差			2.0	1.6	0.4	1.1	0.2	1.8	0.3
変動係数(%)			2.4[1)]	2.0[1)]	0.5	1.4	0.2	2.6	0.4
80/Ra			0.967	1.024	1.048	1.011	0.940	1.144	0.999

注 1) ハンマー番号1,3はN_1型で，アンビルテストでも変動係数がやや大きい。これは摩擦が小さいため指標の固定度がわるい。

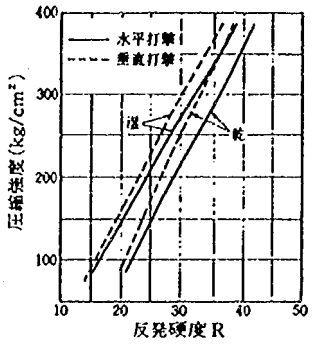
2) ハンマー番号11は指標部分が摩耗していて，明らかに欠陥を有しているもの。

3) ハンマー番号1は原器的な考えから調整しなかったものである。

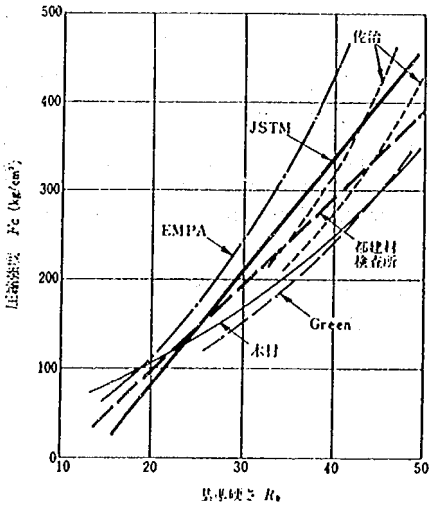


註）供試体寸法：20×40×120cm
表面状態：乾燥
試験値：20点の平均
コンクリート：粗骨材骨大寸法40cmスランプ6cm
モルタル：1:3 スランプ7cm

図－4　打撃方向による影響[3)]



図－5　コンクリートの乾湿によるσ_cとRの関係[2)]



図－6　基準硬さRcと圧縮強度Fcの関係
（N型ハンマーの場合）[4)]

（参考文献）

1）神田　衛，ほか：夏季におけるコンクリート強度の低下現象に関する一考察，コンクリート・ジャーナル，Vol,8，No.11，1970-11.

2）明石外世樹：シュミットハンマー使用上の注意，コンクリート工学，Vol.14，No.5，1976-5.

3）柳田　力：テストハンマーの検査への適用について2，3の検討，コンクリートの品質管理に関するシンポジウム，1974-2.

4）小坂：コンクリートの非破壊試験，施工，1976-4，
特集；コンクリートの簡易試験
（コンクリート研究室）

2－4

σ_{28} = 160Kg/cm² のコンクリートで側溝を施工する場合，スランプ8cm と 12 cm とではどのような相違をきたすか。（52. 沖縄）

（質　問）

σ_{28} = 160㎏ スランプ8cmで施工した構造物，σ_{28} = 160㎏ スランプ12cm で施工した構造物の場合，スランプ差4cmによりその構造物は，どういう影響を受けるか。

例，スランプ8cmで打設した側溝とスランプ12cmで打設した側溝は，どう異なるか。

（スランプ12cmが施工は容易）

（沖縄県訓練飛行場建設局）

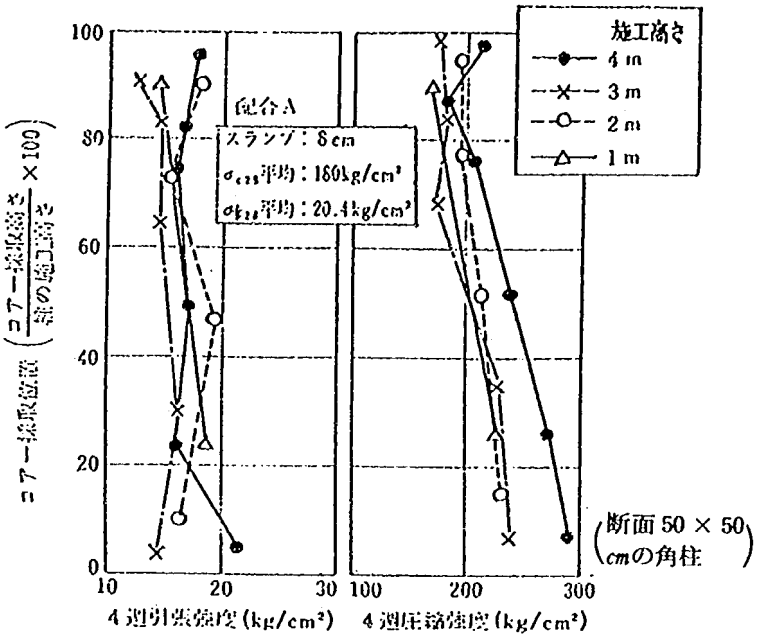
（回　答）

セメント，混和材料，骨材など使用材料が同一の場合，設計基準強度が一定であることは，コンクリートの水セメント比が一定であることに置換えて考えることができる。

水セメント比が一定であれば，スランプが異なっても供試体の圧縮強度はほとんど変化しないが，構造物のコンクリート，とくに1回の打込み高さが大きい場合には，スランプが大きいほど材料分離の影響が大きくなり，上下方向に強度が不均等になる（図－1参照）。

材料分離，とくにブリージングは，コンクリート中の余剰の水分の存在によって起るものであるので，このような場合には できるだけ単位水量の少ないコンクリート，すなわちできるだけスランプの小さいコンクリートを用い，入念な締固めを行なって施工することが重要である。

しかし，側溝程度の背の低い構造物の場合には材料分離の影響も少なくなるので，8cmと12cm



図－1　材料分離の影響による柱の高さ方向の強度の変化
（土木研究所）

のスランプの差による悪影響はほとんどないと考えてよい。

（コンクリート研究室）

2－5

亜熱帯地方におけるコンクリート構造物築造上の注意事項について

（52. 沖縄）

（質　問）

亜熱帯に位置する沖縄においては，気象，水象等の環境条件が他県と著しく異なる。この様な地域でのマスコンクリート及び小規模なコンクリートの築造にあたって配合設計上，及び施工上の注意事項について御教示ねがいたい。又ダムコンクリートにおける冷却検討を行う場合の考慮すべき点についても合せ御教示ねがいたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

気温が高く，日射も強いという気象条件下でのコンクリート工事では，①コンクリート温度が高い　②水分の蒸発が急激である　③セメントの水和反応が促進される，などの理由により次のような問題点を生ずる。

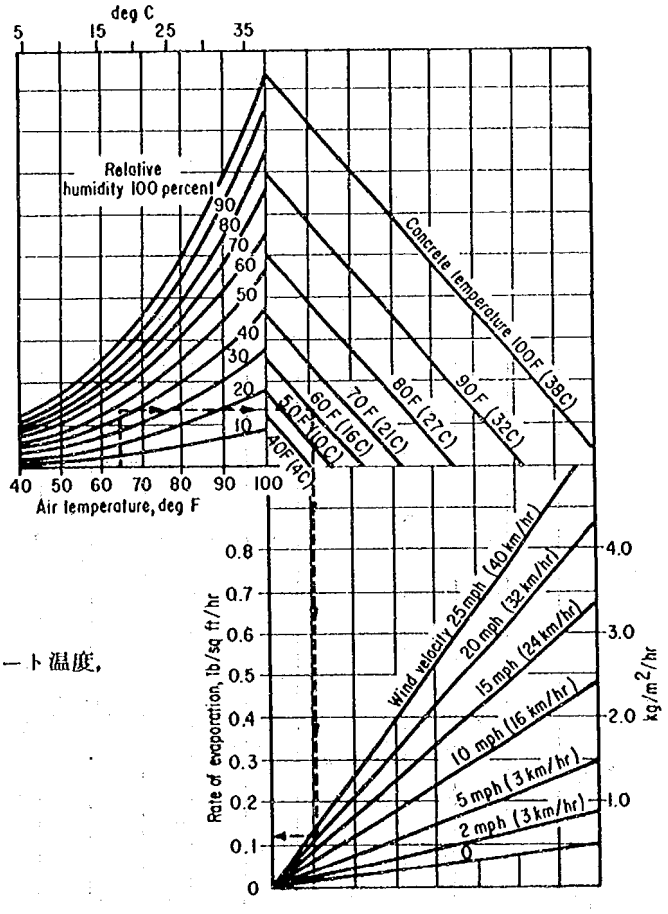
(1) コンクリートの単位水量が増加する
(2) 運搬によるスランプ低下が大きい
(3) コンクリート面からの水分蒸発により収縮ひびわれを発生し易い
(4) 空気量の調節がやや困難になる
(5) コールドジョイントを発生し易い
(6) 温度ひびわれを発生し易い（温度差が問題）

→ 水分の蒸発
→ 水和反応の促進
→ コンクリート温度が高い

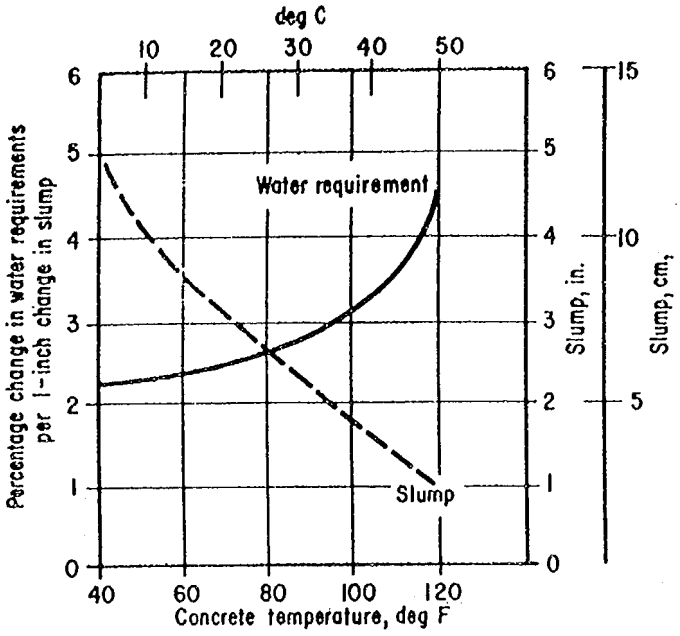
気象条件やコンクリート温度と水分の蒸発，コンクリートの硬化，スランプ，単位水量などとの関係は図－1～図－4にしめすとおりである。

この図の使用方法

(1) 気温と相対湿度からコンクリート表面温度を求める。
(2) コンクリート表面温度に風速を考慮して水分蒸発量を求める。
(3) もし蒸発量が 1.0 kg/㎡/hr 以上になるときはプラスチック収縮ひびわれのおそれがある。

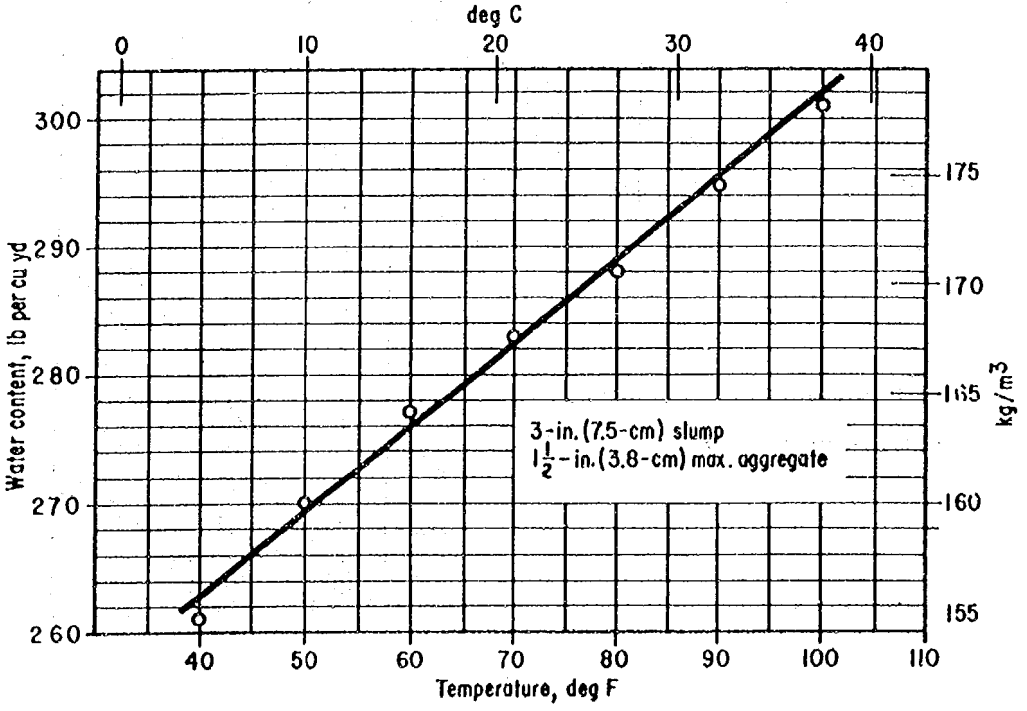


図－1　気温，相対湿度，コンクリート温度，風速と水分蒸発量との関係(1)

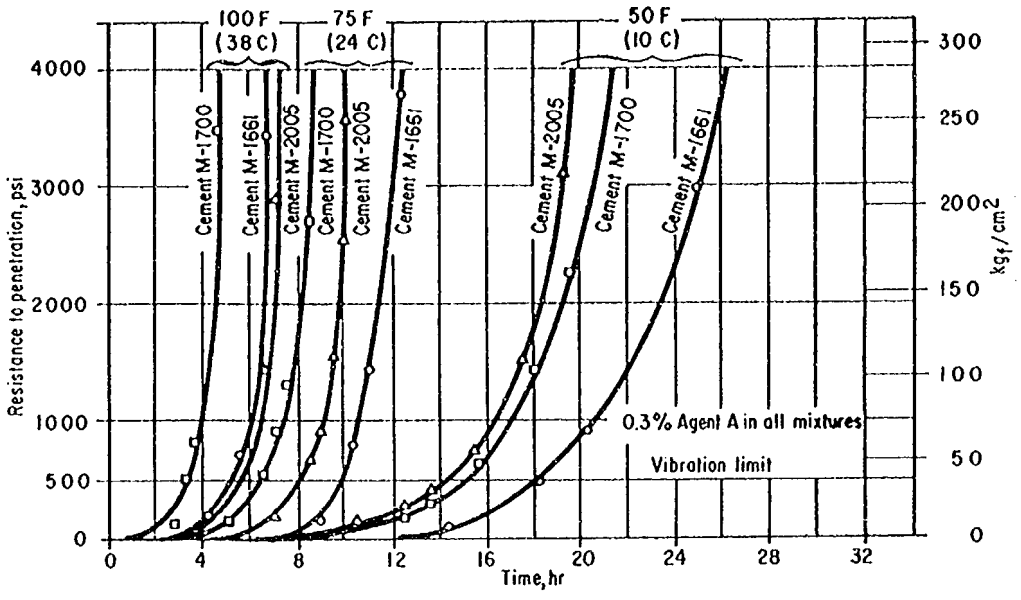


図－2　スランプに対するコンクリート温度の影響とスランプを変えるための所要水量の関係(1)

単位セメント量　307 kg
空気量　4.5 %
粗骨材最大寸法　40 mm



図－3　所要水量と温度との関係（コンクリートマニュアル7版）



図－4　温度，セメントの種類とモルタルの初期硬化との関係[1]

このようなことから次の点について留意することが大切である。

(1) 高温のセメントは用いない。

(2) 骨材はできるかぎり低い温度で使用できるように考える（骨材の取出し方法の改善，日覆，散水など）。

(3) 水はできるかぎり低温のものを用いる。

(4) 良質な混和剤を試験して（とくにスランプロス）用いる。

(5) 迅速な施工が行なえるように，機材の準備を十分に整え，さらに故障時の対策も考えておく。

(6) 湿潤養生を確実に実施することや養生終了直後において露出面が強い日射に直接さらされることのないように注意することも必要である。

いわゆる暑中コンクリートでは，順調に作業が進んでいるときには比較的問題は少ないが，生コンの入荷が円滑にゆかないとき，あるいは機器の故障など施工に異常を生じたときに影響が大きいので，事前にこれらの対策について十分に配慮しておく必要がある。

ダムの冷却検討にあたっては，正しい断熱温度上昇曲線を得るための試験を行なうのがよい。水和熱から推定する方法は，試料を試験材令まで20°C に保つので，実際の発熱状況とは大分異なることになる。

（参考文献）

(1) 暑中コンクリートの標準施工方法（ACI 305－72）ACI施工標準

(2) 武田，中村，暑中コンクリートとその問題点　セメントコンクリートNo.179 昭和37年

（コンクリート研究室）

3. 構造物に関する問題点

3－1

深礎グイ周面余堀の処理について　（54. 九州）

（質　問）

深礎グイ周面余堀りのグラウトの必要性があるか，あるとすればどのような材料を使用すれば良いか又，モルタル等で行なう場合どの程度の強度のものを使用すれば良いかお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

孔壁と土留材との間に生じる間隙は「くい頭変位」「応力」などに影響を及ぼす。土留材を撤去する場合はコンクリートの打込みにより必然的に間隙が無くなるため問題ではないが，土留材を埋殺す場合には，この間隙を充填する必要があり，グラウト等を行なわなければならない。

グラウト材としては，現在次のようなものが実際に使われている。

① セメント・モルタル；一般的な方法である。

② セメント・ミルク；土留材を開孔し，コンクリート打設後にコンクリートの廻り込み不足を補うために注入する。

③ 薬　液　；周辺地盤の緩みを防止する目的等で，掘削中に注入する。

このうちセメント・モルタルの注入が一般的であり，モルタルの種類としては普通モルタルと発泡モルタルとに分けられる。

（基礎研究室）

3－2

矢板に作用する土圧について　（54. 九州）

（質　問）

日本道路協会の土工指針によると

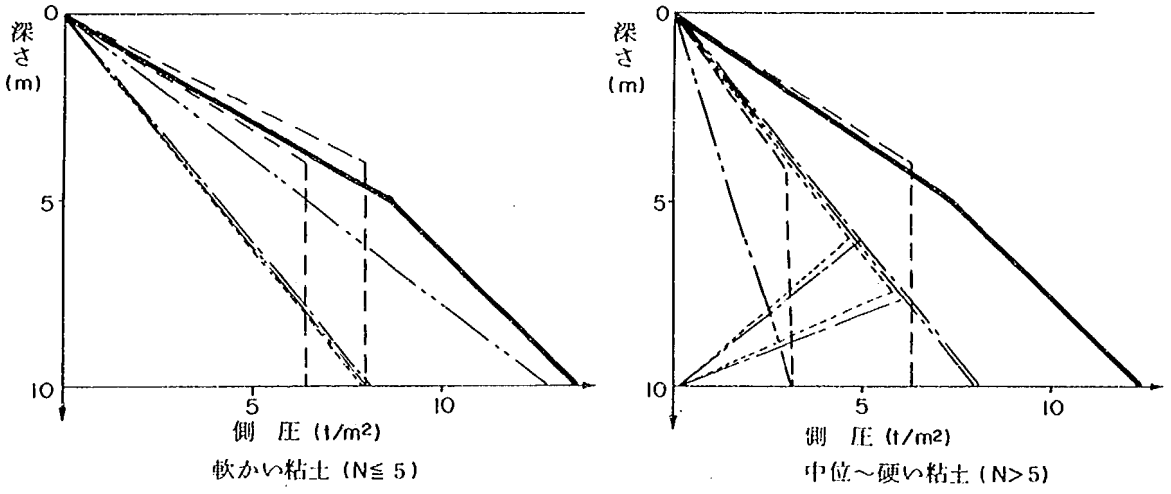
短い矢板の場合の土圧が建築基礎構造基準と比較し非常に大きくなっている。

今までの設計例等考えてみると過大ではないかと思われる。

（熊本工事事務所）

（回　答）

御指摘のような比較的簡単な仮設構造物に対して，道路協会の指針の土圧分布を適用した場合に条件によっては，従来のものに比べて構造物が立派になりすぎるという意見もあるように聞いている。そこで，砂質土と粘性土とに分けて学会，各機関の基準を比較したものを図－1に示す。土圧



——·——：国鉄の基準（ここでは $K=0.5$ とした）

——▶：道路協会（$N\leqq 5$　$6r$，$N>5$　$4r$）

·····：地下鉄技術協議会（$N\leqq 4$：$K=0.5$，$4<N\leqq 8$：$K=0.375$，$N>8$：$K=0.3$）

– – –：土木学会（土圧計による実測値に基づくもの）（$N\leqq 4$：$K=0.4\sim0.5$，$N>4$：$K=0.2\sim0.4$）

——···——：建築学会（・軟らかい粘土：$K=0.5\sim0.8$，・硬い粘土：$K=0.2\sim0.8$）

図－1　設計土圧（粘性土）の比較

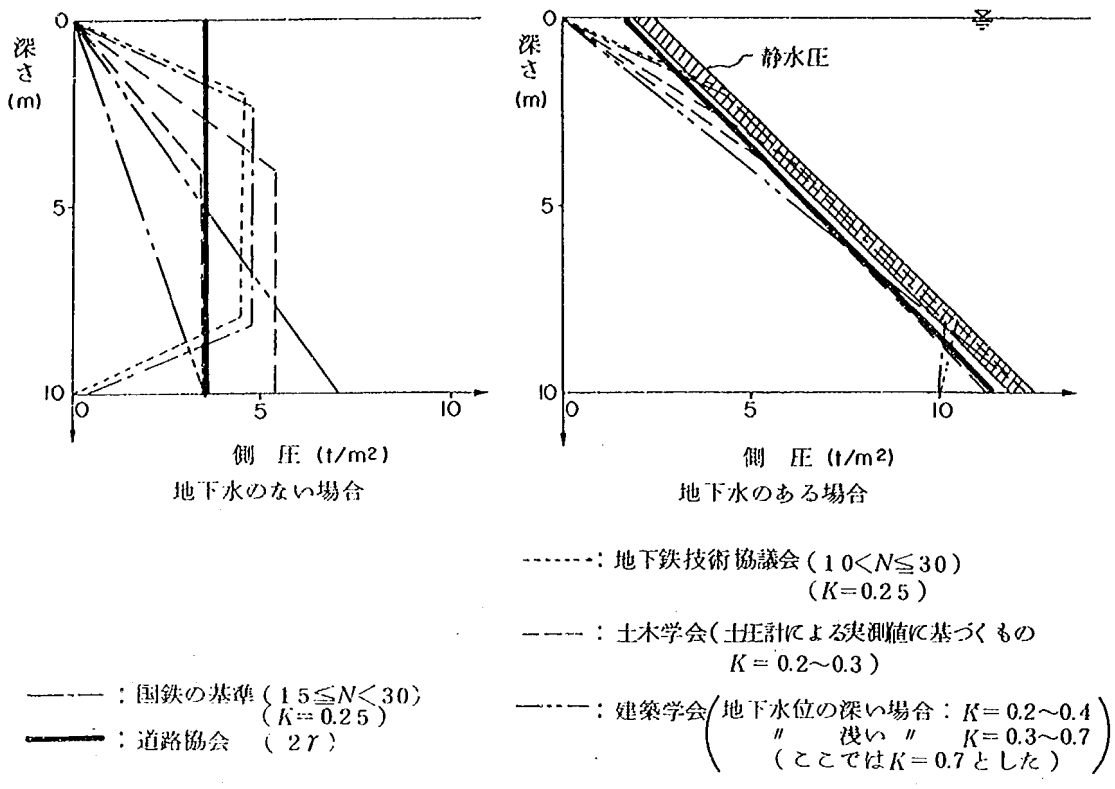


図-1 設計土圧（砂質土）の比較

分布については，土圧計による実測値を土圧と水圧に分離して土圧の分布形を定めることが困難であるため，主として切ばりの軸力に基づき土圧分布を定める方が合理的であるという考えが多くないる。従って，従来のテルツアギー・ペックの提案した土圧分布に修正を加え，台形分布の代りに，矩形分布の土圧が採用される傾向にある。しかし，矩形分布の場合には支保工の位置なども関係すると思われるので，施工法を十分把握し検討しておく必要がある。又，道路協会の指針の土圧は聞くところによると，首都高速道路公団の基準を参考にして決められたようである。このため，大都市部のように近隣に重要構造物があるような箇所が対象となっているため，幾分大きめの土圧分布が考慮されていると考えられる。従って，他の地域においても，そのような土圧分布を適用するか，どうかについては議論の余地があると思われるので，今後，検討していきたいと考えている。

（土質研究室）

3－3

セル締切工の安定について　（53. 関東）

（質　問）

セル締切工の安定について

① セル締切工の受働土圧側の床掘りに伴う変位量はどの程度になるか？

② 当該変位量が生じた場合でもセル締切工の安定は損われないか？

③ 安定が損われるとすれば，どんな手当法があるか？

（荒川下流工事々務所）

（回　答）

1. 変位量の計算には次のような方法が考えられる。

① セルを剛体と仮定した弾性計算

② FEMによる弾塑性計算

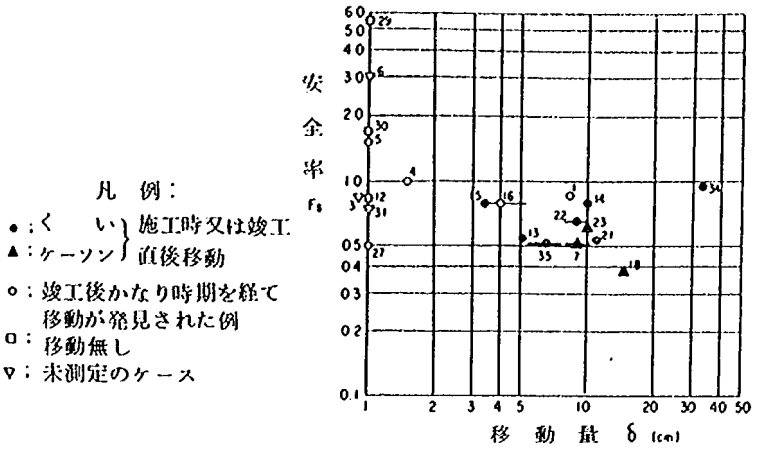
①はセルを剛体と考え，地盤の反力は地盤反力係数と変位の積で求める弾性計算である。

②はセル，地盤に適切な弾性係数と弾性限界を入れてFEM計算を行って求めるものである。いずれにせよインプットする土質定数によって結果は大きく変化するので，土質定数の選び方は慎重にする必要がある。また土を弾性体と仮定しているので理論と現実のギャップがあり，計算は現実とかなり違うこともあり得るので結果を過信しないことが望ましい。この他に定量的な議論には欠けるが安全率からチェックする方法がある。従来の研究によれば橋台などでは，安定計算を行なって安全率が1以下の時は変位量が大きく，1より大きい時は変位量が小さいことがわかっている。従ってこの方法によって移動量の大まかなチェックを行なえばよい。図－1，2は軟弱地盤上に建設された橋台の変位量と安全率の関係を示している。図－1は円弧すべり法によ

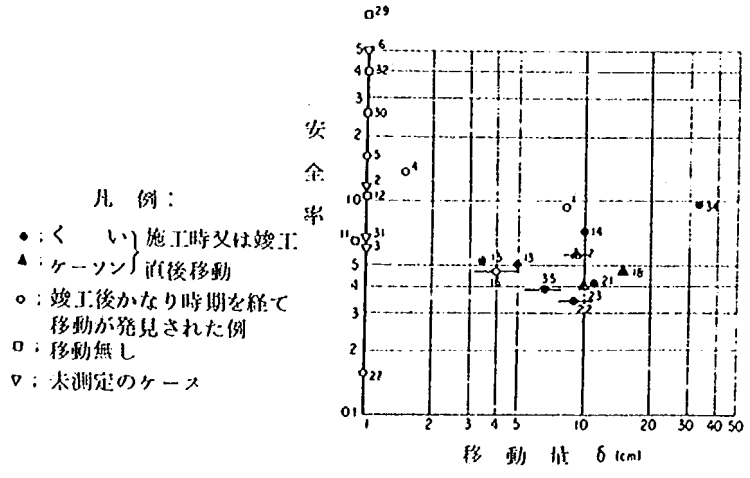
って，図－２はテルツァーギの支持力論に基づいて計算した安全率である。図から明らかなようにどちらの計算法でも安全率が１を下回ると移動量がでるが，１以上であればほとんど移動量はない。

2. 当該変位量が生じた場合でもセル締切工の安定は損われないか。

安定に対して危険と思われる変位量の限界を定めることはむずかしいが，１で示したように安定率が１以上であればそれ程問題はないものと考えられる。しかし，不確定要素が多いため，工事を行いながらの現場観測が必要と思われる。測定項目としては以下のものが考えられる。



図－１　円弧すべりの安全率と移動量



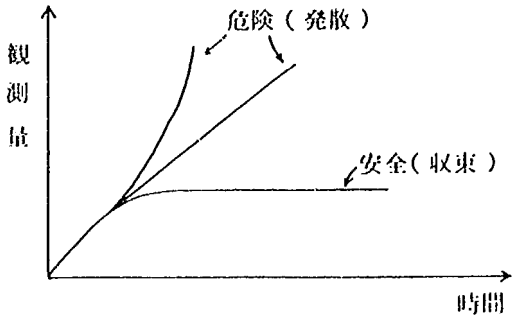
図－２　支持力の安全率と移動量

① セルの水平移動量

② セルの傾き

③ 掘削側地盤の隆起量

上記の量を計測して，経時曲線を描き，図－3に示すような判断で危険度をチェックし，危険と判断された場合は速やかに対策をたてる。



図－3　安全の判断

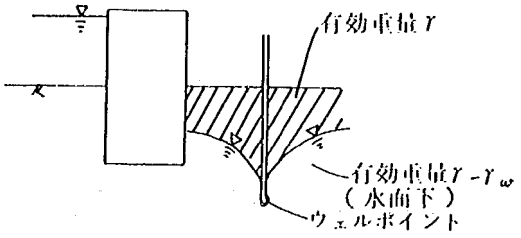
3. 安定が損われるとすればどんな手当法があるか。

緊急の手当法としてはセル内に水を入れて安定を計る法が考えられる。事前に危険が予定されている場合は以下のような対策が考えられる。

① くい，矢板を掘削側に打ち込んで安定をはかる。

② 土砂を掘削側地盤に載せ，安定を計る。

③ ウェルポイントを置いて掘削側の地下水面を下げる。



図－4

ここで③は掘削側の土の浮力をなくして有効重量を増し，安定を計るものであり原理的には②と同じである。

（基礎研究室）

3－4

橋梁基礎の施工について　（54. 九州）

（質　問）

シラス地帯の橋梁下部工事でくい基礎施工においては支持層をN値により判断しくい長を定めている（設計）が，現場施工においてくいの打止め貫入量が2㎜以上となり一般にいう「道路橋下部構造設計指針―くい基礎施工篇」でいう2㎜以下にならない。現地ではシラス層はかなり厚くこの面からみて，くい基礎の施工が"不適であると判断"するまでの検討がなされてないか他の事例に

おいてこのような地盤なる設計法及び施工法があれば御教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

御質問の中にあります打ち止め2㎜という数値は，2㎜以下にしなければならないという値ではなく，この値以下にしてはいけないという最小の制限値であることを確認する必要があります。

打ち止め量というものは，くい先端の地盤支持力だけでなく，くいの特性およびハンマーの大きさにより決まるものです。一般に大きなハンマーを用いれば，当然打ち止め量は大きくなるはずですし，そのハンマーの大きさ及び落下高さも，くい体に生ずる応力の制限から規定されてきます。

今回の御質問中で使用されているハンマーは，φ600のコンクリートくいに対しては若干大きめですので，当然打ち止め量も大きくてよいと思われます。むしろこの程度の施工では，打ち止め量を10㎜程度よりも小さくしては，くい体に損傷を生ずるのではないかと思われます。

動的な支持力算定式の結果を拝見しますと，十分な支持力が得られていると思われますので，この点で打ち止めしてさしつかえないと思います。

（基礎研究室）

3－5

橋梁下部工（基礎工）の杭頭における地震時の水平変位計算にもちいる変位法，慣用法の適用について（54. 九州）

（質　問）

現在基礎杭，杭頭の変化については，51年8月発行の指針により常時10㎜地震時15㎜を目安としているが，通例としてそれ以内におさまる構造設計で行なっているが，ある設計において地震時15㎜を守らんがための構造にしているため杭の鉛直許容応力度に多大な余裕があり，又常時の許容変位量にも50％の余裕がある。これは許容水平変位（杭頭15㎜支承部20㎜）に制限を加えているためで，そのものが非常に不経済な構造になっている。地震時のみの問題点であれば斜杭を考えれば有利になるが，一技術家にいはせると，ネガテイブ・フリクションが生じる軟弱地盤については斜杭は好ましくないという判断に立っておりネガテイブフリクションによる影響及び支承部（ジョイント）の遊間距離がゆるされるならば，慣用法による水平震度15㎜（変位法24㎜）までゆるしてもよいのではないか，各々の構造物地質のちがいはあるが建設省の考え方を一本化したらどうかと思う。

（北九州国道工事事務所）

（回　答）

当研究室において，慣用法と変位法との比較を検討してまいりましたが，その結果変位法においては水平変位量が慣用法より大きな値を示すことが確認できました。その結果は，雑誌道路1979

－4に示されておりますように，慣用法での許容変位量（常時10㎜，地震時15㎜）は変位法では若干大きい許容変位量（常時15㎜，地震時25㎜）に相当するということです。

現行のくいの設計指針に示されている基準変位量常時10㎜，地震時15㎜という値は，あくまでくい本数を定める時などに用いる基準となる変位量であり，この値を許容変位量とする必要はなく常時15㎜，地震時25㎜程度を許容変位量の目安として用いればよいと考えます。

（基礎研究室）

3－6

杭頭部とフーチングの結合方法及び地中構造物の地震水平荷重の考え方について（54. 九州）

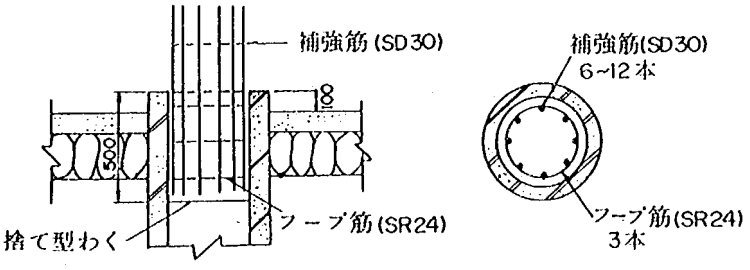
（質　問）

1. ＰＣ杭等は通常杭頭処理をした後，荷重の伝達を良好ならしめるため，下図のように構造物と結合させますが，この場合剛結と考えるのか，又はヒンジ結合と考えるのが妥当でしょうか。

2. 剛結と考えて，これに地震の水平荷重を加えるとモーメント荷重が大きくなって鋼管杭を使用しなければならなくなりますが，下水道処理場等のその大部分が地中にある構造物については地盤と一緒に揺れるということで地震荷重を無視する考えがありますが妥当なのでしょうか。

3. 2に関連してかかる地中構造物の地震荷重を考慮するのは，地震係数の大小で決めるのでしょうか，（関東地域では地震荷重を考慮しているようです）。

4. ＰＣ杭を切断するとプレストレスの効果が一定範囲で減じるので右図のような補強をするとも言われていますが，剛結と考えればマイナス効果になると思われますが，この相関を御教示ください。



下水道用設計標準歩掛り解説（昭和51年度版）
── ポンプ場・処理場（土木・建築）編 ── 下水道協会P.90より

表－２－５　くい頭加工

くい径 (mm)	SD30 (mm)	SR24 (mm)	コンクリートυ (mm)
300	6−D16	3−φ9	0.013
350	6−D16	3−φ9	0.019
400	8−D16	3−φ9	0.025
450	8−D16	3−φ9	0.033
500	10−D19	3−φ13	0.040
600	12−D19	3−φ13	0.053

（福岡県土木部）

（回　答）

(1)　ＰＣぐいの場合は，通称Ａ方法なるくい頭結合法によるのが，くい頭モーメントを確実に伝達するには望ましいと思われます。

しかし施工の煩雑さを考慮して，御質問のような通称Ｂ方法と呼ばれる結合法を用いる場合には，Ａ法に比べてかなり剛結度が低下することが予想できます。特にくい径が小さい場合は，くい内部の空隙が小さいため，十分なくい頭拘束力を期待するのは難しいと思われます。くい径がそれほど小さくない場合でも，断面２次モーメントの低下を考慮し，剛結として求まる水平変位量を，２割増しした変位量によって設計することが，道路橋下部構造設計指針「くい基礎の設計篇」には記されています。

特殊なくい頭処理法として，上ぐいをＰＲＣぐいとし，くい頭部をはつって鉄筋を露出させ，この鉄筋によってフーチングへ結合する方法があります。この場合は剛結として設計して，さしつかえないと思われます。

(2)　地中構造物について震度の低減を考える方法は，耐震設計上妥当な方向であると思われます。たとえば橋梁基礎においても，耐震設計地盤面以下の基礎躯体には設計水平震度をかけずに設計しております。

下水道構造物の場合に耐震設計上の地盤面をどこにとるかが問題となりますが，たとえば日本下水道事業団では次のように運用しています。

地盤が流動化しない場合は，地表面を耐震設計上の地盤面とし，また流動化層がある場合は，その層の下面を耐震設計上の地盤面とする。そして耐震設計地盤面以上には水平震度を考慮し，それ以下は水平震度をゼロとしております。

この様な設計手法の他に考えるとすれば，橋梁のくい基礎の設計における「フーチング前面地盤の反力を考える方法」が考えられます。これは，水平震度を地中構造物に考えると同時に，構造物前面の地盤の反力をも考える方法です。この場合においても，くいには水平震度は考慮しなくてよいでしょう。

（基礎研究室）

3－7

杭頭部とフーチングの結合方法について　（53. 関東）

（質　問）

橋梁下部構造設計指針では結合部は原則として剛結とするとあり，道路土工（擁壁・カルバート・仮設構造物工指針）でも下部構造設計指針によるものとするとあるが擁壁の場合橋梁下部構造に比べ重要度が低く，経済性等から杭頭ヒンジでもよいとの意見がある。固定ヒンジの使い分けと，ヒンジ結合をしたときの結合方法を教えていただきたい。

（北首都国道工事々務所）

（回　答）

結合がヒンジと剛結の場合の単ぐいの移動量，曲げモーメント，せん断力の比較を表－1に示す。

表－1

	ヒンジ	剛結
くい頭変位　δ	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3}$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3}$
最大曲げモーメント	$0.322\frac{H}{\beta}$	$0.5\frac{H}{\beta}$
最大せん断力	$0.208H$	H

H　：　くい軸直角方向力

β　：　$\sqrt[4]{kD/4EI}$

k　：　横方向地盤係数

D　：　くい径

E　：　くいの弾性係数

I　：　くいの断面2次モーメント

これらを要約すると次のようになる。

(1) 軸方向荷重

差異なし

(2) 軸直角方向荷重

① 移動量

同じ荷重を受けた時ヒンジは剛結の倍の値になる。

② 曲げモーメント

最大曲げモーメントは剛結の方がヒンジより約1.6倍大きい。

③ せん断力

最大せん断力は剛結の方がヒンジより約5倍大きい。

従って変位を許すならばヒンジの方が経済的ということになる。よう壁の場合地震時に大きな水平力が作用するが，現行の土工指針では地震時の設計を特にしなくともよいことになっている。しかし，現在，くい頭を確実にヒンジ結合にするよい方法がないので常時の水平力に対して剛結結合で断面設計をすることを勧める。だが耐久性に富むよいヒンジ結合の方法があればその採用を拒むものではない。

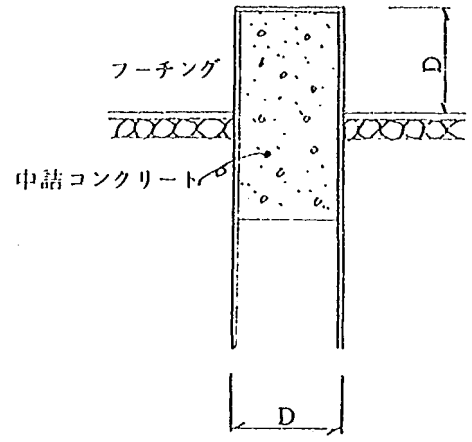
（基礎研究室）

3－8

鋼管杭，杭頭の中詰コンクリートについて　（53　関東）

（質　問）

鋼ぐいと，フーチングの結合部について「昭和47年6月道路局企画課長通達」のうち，フーチング内に，くい径(D)だけ埋め込む方法（A法）の場合に，くい頭部に，中詰コンクリートが必要でしょうか。



（日本道路公団）

（回　答）

現在のくい基礎の指針では昭和47年の企画課長通達を受けてくい頭部とフーチングの結合部の接合方法はA法，B法の2つにしている。しかし，最近の研究によると，くい頭内部に中詰めをした鋼管ぐいとそうでないくいの鉛直載荷試験をした結果，以下のような事が報告されている。

① ひび割れ発生以前の性状及びひびわれ発生荷重の差はあまりない。

② ひび割れ発生後の鋼管のめり込み量は中詰めした方が小さい。

③ 中詰めしたくいは鋼管とコンクリートの付着力が良く，この結果として鋼管先端位置でのコンクリートの応力集中が少なくなる。

土木研究所でも，くい頭処理法について新たな視点から評価する用意がある。

（基礎研究室）

3－9

ＰＣ橋の連結部について　（54. 九州）

（質　問）

ＰＣ橋の連結構造とした場合に連結部のモーメント算定はクリープを考慮する方がよいのかしない方がよいのかお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

コンクリート橋の設計においては，主荷重としてのコンクリートのクリープの影響を考慮しなければならず，これによる不静定力の算出については，道路橋示方書・コンクリート橋編 2.1.3 に規定されている。

質問の例のように，ＰＣプレテンション桁を支点上で連結構造とした場合，連結部のクリープの影響による不静定曲げモーメントは一般に次のようになる。

(1) 死荷重応力によって生じるクリープによる曲げモーメント（M_{dC}）……負（図－1(a)）

(2) プレストレスによって生じるクリープによる曲げモーメント（M_{PC}）……正（図－1(b)）

上記(1)，(2)の絶対値の大きさは，例えばプレテンションＪＩＳ桁を用いた場合，一般に $|M_{PC}| > |M_{dC}|$ であり，したがって，合計したクリープによる不静定曲げモーメントは図－1(c)のように正の曲げモーメントになる。

したがって，このような場合，クリープの影響によって支点上の最小曲げモーメント（負の曲げモーメント）は絶対値が減少し，最大曲げモーメントは増加する。

しかしながら，現状では連結構造とした場合に，クリープの影響を正確に推定することがむずかしいので，最も不利な条件下で安全側に設計することがよいと考えられる。したがって，上記の例のようにクリープの影響によって正の不静定曲げモーメントが生じる場合には，最小設計曲げモー

メントの算出ではこれを無視し，最大設計曲げモーメントの算出にはこれを考慮するのがよい。

なお，この問題に関しては次の文献を参考にするとよい。

1) "ＰＣプレテンション桁橋の連結構造に関する研究報告書"昭和47年1月

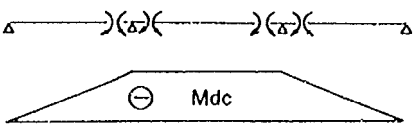
2) "ＰＣポストテンション合成桁の連結構造に関する調査研究報告書"昭和48年2月

以上1)，2)の著者は下記のとおり。

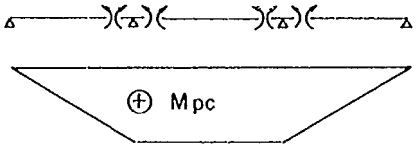
高速道路調査会・道路技術研究部会・橋梁構造研究委員会・コンクリート構造分科会

3) "ＰＣ連結げた設計基準（案）に関する研究報告書"昭和52年3月

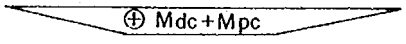
阪神高速道路公団・阪神高速道路協会構造研究委員会



(a) 死荷重応力によるクリープによって生じる不静定曲げモーメント（M_{dc}）



(b) プレストレスによるクリープによって生じる不静定曲げモーメント（M_{PC}）



(c) クリープによって生じる不静定曲げモーメント（$M_{dc}+M_{PC}$）

図－1　クリープによって生じる不静定曲げモーメント

（橋梁研究室）

3－10

シールド工事における二次覆工について　（53. 関東）

（質　問）

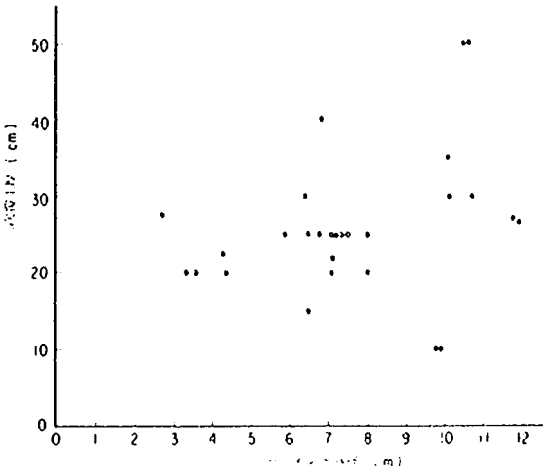
シールドトンネルにおいて，一次覆工と二次覆工の荷重分担の考え方，及び二次覆工の厚さの決め方等，二次覆工の具体的な設計方法を御教示願いたい。

（東京国道工事々務所）

（回　答）

シールドトンネルの覆工は，一次覆工（セグメント）と，二次覆工に分けられる。一次覆工と二次覆工との荷重分担については種々の考え方があるが，一次覆工は，シールド推進にあたってジャッキ推力を受けること，シールドトンネルでは地山の自立性がはとんどなく掘削直後に大きい土圧

の作用を受けること，などの理由から，一般的には一次覆工で施工中および完成後のすべての荷重を受け持つ考え方，すなわち，セグメントを永久構造物であるとする考え方が多く用いられている。したがって，この場合の二次覆工は，省略されるか，あるいは一次覆工の補強，防食，施工誤差（蛇行）の修正，および，防水等を目的として施工されることになる。この場合の二次覆工の厚さは，コンクリート打設の施工性，蛇行量等によって決められるが，実績によると図に示すように１０～５０cmの範囲にある。



二次覆工厚とセグメント外径

一方，これに対して二次覆工に荷重を受けもたせる考え方もあるが，施工の段階と覆工に作用する荷重の経時的な変化あるいは，一次覆工と二次覆工の荷重の分担割合を的確に推定することが困難であり，定説はない。参考として，補強を目的とした二次覆工の設計の考え方の例を示すと，設計荷重としては，セグメントで受けた荷重に対してさらに付加的に作用する荷重，例えば，将来の上載荷重の増加，地盤圧密による荷重，セグメントが欠円となる場合に発生する荷重などがとられる。この場合の設計計算法としては，例えば次のような考え方がある。

1) 二次覆工のみで付加的荷重を受けもつ。
2) 付加的荷重を加えた全荷重に対して，セグメントと二次覆工が一体として受けもつ。
3) 付加的荷重を加えた全荷重に対して，セグメントと二次覆工が軸力については断面積比，曲げモーメントについては剛性比で分担して受けもつ。

（トンネル研究室）

3－11

トンネル施工法について	（54. 九州）

（質　問）

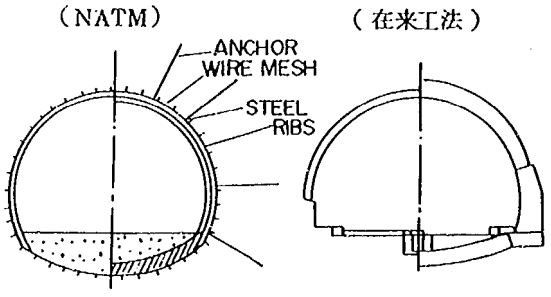
ＮＡＴＭ工法について教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

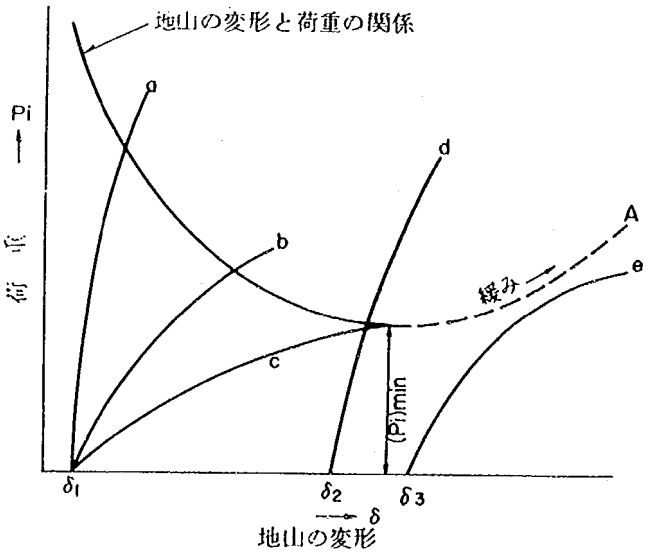
ＮＡＴＭ(New Austrian Tunneling Method，新オーストリア式トンネル工法）は，主に経験にもとづいて何十年間にもわたって発達してきた。その定義はまだ統一されていないが，一応「ＮＡＴＭとは，トンネルの周辺地山が本来有する支持機構を積極的に活用するために，ロックボルト，吹付コンクリートを主たる支保部材として，トンネルを掘進する工法である」と言える。またトンネルの形状から見ても，在来工法と比較すると図－１のように異なっている。

この工法が近年日本のトンネル技術者に注目されるようになったのは，これが岩盤力学の諸原理にしたがってトンネルを掘る合理的な工法であることによる。この諸原理の一つを図－２に示す。この図の曲線Ａはトンネル壁面の変形量に対してトンネルが地山からうける荷重を示している。また曲線ａ，ｂ，ｃ，ｄ，ｅは覆工の荷重－変形曲線である。ＮＡＴＭは，この図の最小土圧である(Ｐｉ)ｍｉｎの点に設計点をもってこようとする考え方である。このためには，覆工はタイミングよく施工することであり早すぎても遅すぎてもいけないし，剛でありすぎても柔らかすぎてもいけない。



図－１　ＮＡＴＭと在来工法の比較

この工法では地山の変位と支持圧力との関係が重要である。この関係は系統的な測定を実施することにより求め，設計，施工にフィードバックするような方法がとられている。従って，ＮＡＴＭ工法においては計測が重要である。



図－２　地山と支持構造物の相互関係

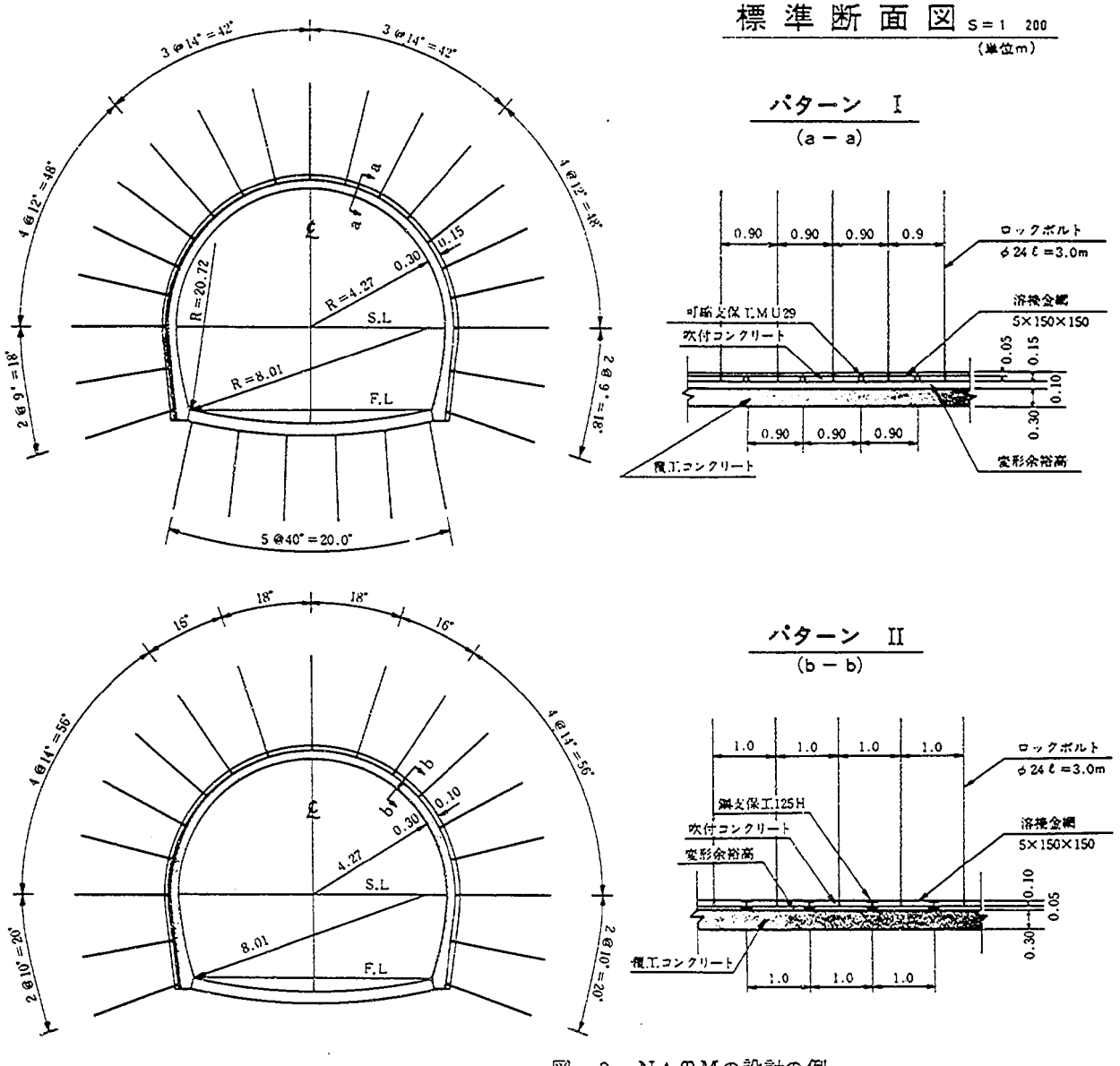
しかし，このようなＮＡＴＭ工法の設計手段に関しては，吹付コンクリートの地山拘束の効果，ロックボルトの地山補強効果などかならずしも明らかにされていない面が多いので，今後の検討にまたなければならない点が多く残されている。現在のところ，設計は過去の経験，実績によって行われていると考えてよいであろう。図－３は実施例である。ＮＡＴＭ工法は計測をよりどころとしたトライヤルアンドエラーの工法で，設計は測定結果から決められる。従って，この工法ではトンネルに関する深い経験と知識を有する技術者が特に重要となる。図－４はトンネルの測定計

画の例である。

参考文献

1. ＮＡＴＭ施工技術講習会（昭52），日本トンネル技術協会（TEL03−553−6186）
2. ＮＡＴＭの計測指針に関する調査研究報告書（昭54），日本トンネル技術協会
3. 施工技術，VOL10, №11，1977，日刊工業新聞社

（トンネル研究室）



図－3　ＮＡＴＭの設計の例

計　測

計測項目			計測離隔	配置	頻度		
					0～15日	16～30日	30日～
計測A		坑内観察調査	全延長	各切羽	—	—	—
	A	トンネル壁面の相対変位測定	原則として20m毎	水平2測線又は6測線	1回／日	1回／2日	1回／週
	B_1	トンネル天端の沈下測定	同上	1点	同上	同上	同上
		ロックボルトの引張試験	20間	1断面1本	—	—	—
計測B		岩石試料試験	必要の都度	—	—	—	—
	W	地中変位測定	同上	5点長さ5種	1回／日	1回／2日	1回／週
	B	ロックボルトの軸力測定	同上	5箇所1本当り4点	同上	同上	同上
	RIT	覆工の応力測定	同上	接線方向半径方向各5箇所	同上	同上	同上

計測断面

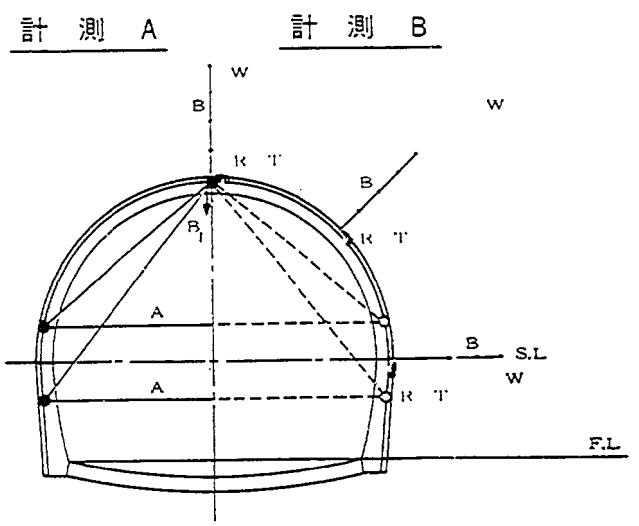


図　4　NATMにおける計測の例

4. その他

4－1

急傾斜地崩壊対策事業における抑制工の地震時の安定について

（53. 関東）

（質　問）

急傾斜地崩壊対策事業における抑制工のうち，構造物による法面保護工の地震時の構造物の安定を考える場合抑制工は斜面の土圧を考慮しないので構造物の振動による外力のみを考えているが，構造物が斜面に接続しているので，斜面の振動による外力が構造物にかかると思われるが抑制工にそれを考慮する必要があるか否か，また考慮する場合外力としてどの程度想定すればよいか。

（神奈川県砂防課）

（回　答）

急傾斜地崩壊防止施設は，地表面侵食，間げき（水）圧の上昇といった雨水の作用を受けないようにする抑制工(I)，雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高い不安定土（岩）塊を除去する抑制工(II)と雨水の作用を受けても崩壊が生じないよう力（抑止力）のバランスを加える抑止工とに大別される。

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律は，法律の目的にも述べられているように，もともと昭和４２年７月，８月の九州，中国，近畿を縦断する西日本集中豪雨を契機として成立したものであり，急傾斜地崩壊防止施設もこれ迄は一般に降雨による自然斜面の崩壊に対処するものであった。地震については，特にこれを外力として，設計することは，従来まれであったが，それでは地震については考慮してないかといえば，そうではなくて，降雨に対して安定な施設は地震に対しても一般に安定性が高いという経験的配慮がされていたといえよう。

最近，東海大地震が話題になったり，昭和４９年５月の伊豆半島沖地震，昭和５３年１月の伊豆大島近海地震，昭和５３年６月の宮城沖地震などで斜面災害が目立つようになり，急傾斜地崩壊防止施設についても，必要なものはなるだけ地震を考えて設計する方向になってきている。設計法は確立しているわけではないが，一応，擁壁やフィルダムで現在用いられている方法（震度法）によって計算することになる。

また，一方最近の地震による斜面災害，あるいは斜面安定工の被害状況を調査検討し，将来の耐震設計法を確立する資料とする努力がなされている。伊豆大島近海地震では，次のような報告がされている。

1）一部の例外を除き，程度のよいのり面保護工を施工した箇所は，ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁工，井桁擁壁工，法枠工，練り石積み工，練りブロック積み工などがこれに当る。石積み工，ブロック積み工で被害を受けているものは，空積み，もしくは胴込めコンクリートの極めて薄い構造の擁壁である。

2) コンクリート吹付工，モルタル吹付工，落石防止網工，落石防止柵工なども有効に働いていると見られる箇所が多数あるが，効果には限度があると判断される。

3) 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が生じ舗装が破壊している箇所が多い。

4) 今回の地震で損傷しなかったもの，あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工には，

- 土圧を考慮した（設計に入っている）構造物（擁壁等）。
- 安定している地山に密着していたもの － 即ち地震時に地山と一体となっていたもの（現場打ちコンクリート法枠等，ただし，構造物自体も何がしかの抑止効果を有している）。
- フレキシブルな構造物 － 即ち地震のエネルギーを変形により吸収したもの（井桁擁壁等）。

5) 水路工については，振動によるずれを防ぐため，両側面を十分に支える構造にすることが耐震上望ましい。

6) ロックフェンスについては，土中に支柱用の基礎コンクリートを設けて設置されたものには，支柱基礎コンクリートの若干の沈下が見られた。

質問にもあるように，地震力を考慮して設計するのは現在は抑止工のみであり，排水路等の抑制施設は設計に地震力が入っていない。

抑制工が地震時安定を保つには，抑制工が設置されている地山自体が安定であることが第一であり，しかも地震時にこの安定した地山と一体となって動くように設計，施工に際して配慮することが必要である。たとえば，排水路についていえば，地山を掘り込んでU型溝を設置し，両側を埋め戻すが，この時，ソイルセメントなどで，地山とU型溝の一体化を計るといったことである。しかし，震度が5以上になると地山は崩壊しなくてもU型溝の継目のわずかなずれ，あるいはモルタル吹付工に小さなクラックが入る程度のわずかな損傷を受けることが多く，設計に際してもこの程度はやむを得ないと考え，万一地震があった時は補修するものとするのが実際上，妥当であろう。

質問については，地震時に斜面の振動によって地山から外力が構造物にかかるとは考えられるが，現状では特にそれを考慮して設計する必要はなく，地山と一体になるようにしたり，あるいは，硬い岩盤に設置される排水路では，直接岩盤に接するのではなく，若干余裕をもって掘削し，排水路設置後に両サイドの中～下部を土で，上部をソイルセメントで埋め戻すなどしてクッション的効果を持たすなど施工面での配慮をするのが妥当であろう。

（急傾斜地崩壊研究室）

4 － 2

土石流の衝撃荷重について　（53. 関東）

（質　問）

土石流対策ダムは，土石流を抑止あるいは抑制することを目的として現在施工されているが，河川砂防技術基準（計画編）では2 － 6 － 1の設設外力において，「砂防ダムに作用する外力には静水圧，堆砂圧，揚圧力，地震力，温度変化による膨張力，収縮力，土石流の衝撃力等があり，設計

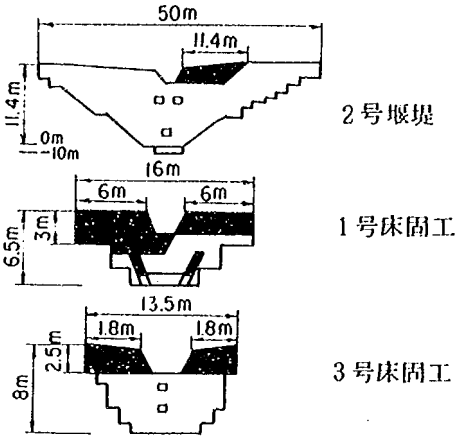
条件に応じて適切な外力で設計しなければならない。」とあるが，この場合，通常土石流の衝撃力は設計外力としてどの程度見込めばよいのか。

（神奈川県砂防課）

（回　答）

〔概　説〕

土石流が砂防ダムに直撃することが予想される場合にはその衝撃力を考慮する必要がある。以下にその考え方と計算例を示すが，既設砂防ダムの災害状況をみると，土石流が発生すれば常に破壊されるのではなく，その流速と衝突礫径によって異なるようである。図－1は岩木山の場合である。袖部の破損が顕著であるが，土石流流速もかなり速かったと予想される。したがって，各ダム地点においてどの程度の土石流が流れるのかを的確に予測する必要がある。



図－1　砂防施設被災状況図（岩木山S。50.8）

〔土石流の条件〕

既往の土石流観測や目撃により，表－1のような流速が報告されている。土石流流動状態の予測はその運動機構解明後でないと不可能であるが，現研究段階で次の事が予察されている。

(1) 礫の目立つ様な流れでは5～8 m／sec 程度で，泥流型のものは15 m／sec 程度になりうる。

(2) 土石流の流下区域は河床勾配6° 程度以上で，それ以下では急激に減速する。

(3) 土石流の平均単位重量は，表－2のようなものが報告されているが，1300Kg／m³～1800 Kg／m³程度と考えられる。

これらを参考にして，その地点や近くの谷または類似した谷の土石流の状況とともにその条件を決定する必要がある。

〔土石流衝撃力の考え方〕

土石流の衝撃力として大きく2つ考えられる。1つは流体としての力であり，他の1つは土石流中の礫の衝突である。

(1) 流体の力

流体による力はさらに，定常的な動水圧とフロントの衝撃力に分けて考えられる。土石流の衝撃力に関する実験，なだれの実験から物体に対する力の時間的な変化は図－2のようになることがわかっている。最初の大きなピークが土石流フロントの衝撃力でその大きさは後に続く定常動圧の2倍程度である。

表－1　土石流の速度

速　度 (m／sec)	測定場所および発表者		摘　要
0.6～3.8	Wrightwood	Morton and Campbell	Mudflow
4.3～7.7	浦　川	松本砂防	土石流先端・最高速度，センサー
4.5	Wrightwood	Sharp and Nobles	先頭速度
5.0	芦屋川	遠　藤	推定
5.4～8.9	焼　岳	松本砂防	土石流先端・最高速度，センサー
7.8～13.6	桜　島	田　原	土石流先端速度，センサ
約9	濁　沢	山　崎	通過時間から推定
11～16	Enterbach	Aulitzky	勾配1／50～1／100
13	十勝岳	村　野	平均速度であり，火口部では40.0m／sec，元山事務所では，21.8m／sec 新井牧場6.6m／sec 等の参考速度がある。
13.6～14.3	猪野山	高　野	8mm フィルム
15～16	Tenmile Range	Curry	流れとしてはNewton流体としている。Mud flow
20		妙　高	崩壊から堆積までの平均

表－2　土石流の単位重量

単位重量 (Kg／m³)	測定場所および発表者		摘　要
1300	焼　岳	松本砂防	
1610	浦　川	山　崎	
1800～1900	桜　島	田　原	泥　流
1720～2230	Wrightwood	Morton他	泥　流
2400	Wrightwood	Sharp他	泥　流
2530	Tenmile Range	Curry	泥　流

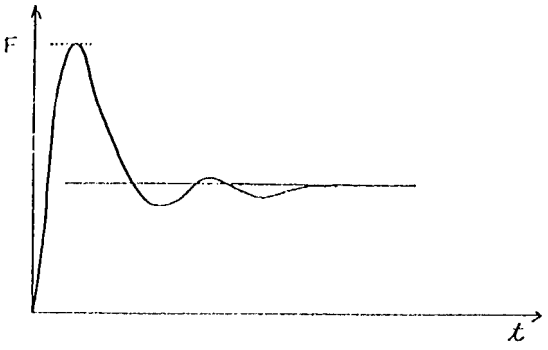
定常的な動圧は，土石流の密度をρ，速度をv，物体の受圧面積をA，衝突角度をθとして，壁面の場合，

$$\rho v^2 A \sin\theta \qquad (1)$$

柱に対する場合

$$\frac{1}{2}\rho v^2 A \qquad (2)$$

である。ρとしては前述の土石流の平均密度（1300Kg／m³～1800Kg／m³程度）を用いる。圧力の分布は土木研究所の実験によれば高濃度泥流では普通，段波高さ付近にピークが現れるが波高の2～3倍付近に現れる場合もあった。また，なだれの現地実験ではその分布は逆三角形的であり，土石流も同様であると考えられる。

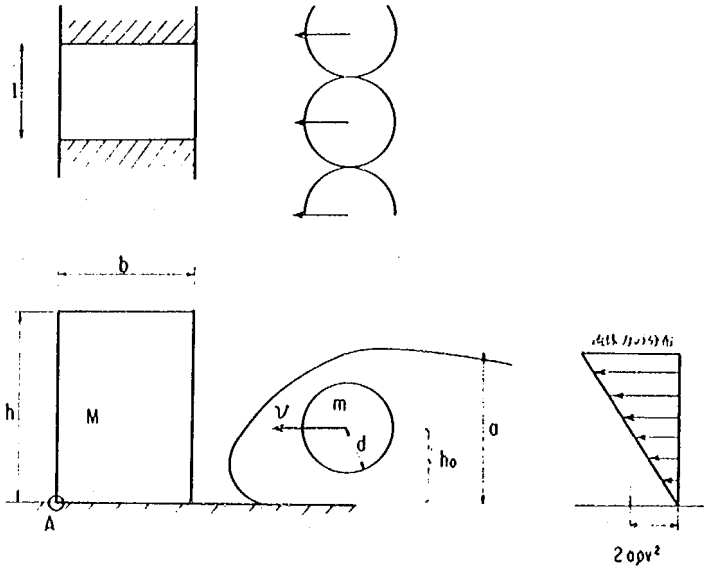


図－2　段波によって壁面に加わる力の時間的変化

(2)　礫の衝突力

つぎに礫の衝突について考察する。図－3のような単位幅のコンクリート塊と礫を考える。コンクリート塊は片持梁として取り扱う。

弾性衝突を仮定すると，礫の質量をm，コンクリート塊の質量をM，礫の速度をV，直径をdとして，衝突によってコンクリート塊が受けとるエネルギーは，単位幅当り，



図－3　土石流衝撃力の概念図

$$2nmv^2\ \frac{1}{d} \qquad (3)$$

である。ここに，$n=\frac{m}{M}$である。衝突による力をP，たわみをδとすれば

$$2nmv^2\ \frac{1}{d}=\frac{P}{2}\delta \qquad (4)$$

となる。たわみδは，

$$=\frac{P h_0^3}{3EI}+k\frac{P h_0}{GA} \qquad (5)$$

で表わされる。ここにEはヤング係数，Iは断面2次モーメント（$=\frac{b^3}{12}$），k＝係数（長方形断面では1.2），Gはせん断弾性係数でこの場合はEの0.42～0.43倍，Aは断面積（ここではb）。

(5)式を(4)式に代入して整理すると，

$$P=\sqrt{\frac{2nmv^2}{\frac{h_0^3}{3EI}+K\frac{h_0}{GA}}} \qquad (6)$$

となる。

A点に関するモーメントは，Phoとなる。(6)式よりその最大値は，E＝1.4×10^9 kg／m²，G＝6.0×10^8 kg／m²とすればho＝0.84bの時になる。

(3) 構造物の必要厚さ

以上を総合して構造物の必要厚さを求める。

先の流体力を$2\rho a^2 v^2$とし，その作用点を$\frac{2}{3}a$として，礫の衝撃力，コンクリート塊の自重とともに曲げモーメントの合計を求めると，礫の衝突高さを$\frac{a}{2}$として，

$$M_A=2\rho a^2 v^2\times\frac{2}{3}a+P\times\frac{a}{2}-M\cdot g\times\frac{b}{2} \qquad (7)$$

となる。ただし礫の衝突は十分な時間間隔をおいて生ずることにする。断面係数Z（$=\frac{b^2}{6}$）で割って，

$$\frac{3Pa}{b^2}+8\frac{\rho a^2 v^2}{b^2}-\frac{3Mg}{b}\leqq f \qquad (8)$$

となる。ここにfはコンクリートの曲げ強度で，圧縮強度の1／5～1／8である。(8)式は，

$$\frac{3a}{b^2}\sqrt{\frac{2nmv^2}{\frac{h^3b}{3EI}+k\frac{ho}{GA}}}+\frac{8\rho a^2 v^2}{b^2}-\frac{3Mg}{b}\leqq f \qquad (9)$$

となる。$m=\frac{\pi}{6}d^3\rho_s$，$M=bh\rho_c$とすると，

$$f+3h\rho_c g\geqq\frac{\pi d^3 a\rho_s v}{b}\ \frac{1}{\rho_c h a^2\left(\frac{a}{E}+\frac{3Kb}{G}\right)}+\frac{8\rho a^2 v^2}{b^2} \qquad (10)$$

となる。ρ_cはコンクリートの密度，ρ_sは礫の密度，gは重力の加速度（＝9.8 m／sec²）である。

hを決めておいて，適当な値を代入し(10)式を満足するような厚さbを求めればよい。

〔計　算　例〕

ダム袖部の破損が多いのでここでは，袖部を念頭において数値を代入してみよう。

$f = 40\,kg/cm^2 = 4 \times 10^3 kg/m^2$

$\rho_c = 2500\,kg/m^3$，$\rho_s = 2650\,kg/m^3$，$\rho = 1600\,kg/m^3$

(1)　$h = 3\,m$，$d = 0.5\,m$，$v = 5\,m/sec$，$a = 2\,m$　とすると，試算により，$b \geqq 1.9\,m$ が得られる。この場合(10)式の右辺第1項と第2項は同程度である。

(2)　$h = 3\,m$，$d = 1.0\,m$，$v = 10\,m/sec$，$a = 2\,m$ では，$b \geqq 8\,m$ となる。この場合右辺第1項は第2項よりも1オーダー大きく，流速が大きくなると礫の衝突が重要になることを示している。ちなみに(2)の例で $h = 15\,m$ とする　と $b \geqq 3\,m$ となり，未満砂状態の方が安全である。

〔あとがき〕

以上，土石流衝撃力の考え方を示したが，礫を衝突させる高さや，同時に衝突する個数などさらに検討を要する事項も多い。(10)式の条件が満たされないと即砂防ダムが転倒するわけではないが，いったんどこかの面で破壊がおこれば，(10)式左辺第1項が0になり一回の土石流中に押されて流失することになろう。さらに従来の砂防ダムの破損状況を見ると打継ぎからブロック的に流失していることが多く，施工上の注意も必要である。流速10 m/sec 程度以上の土石流の直撃が予想される場合にはコンクリートの必要厚さが厚くなりすぎるので必要に応じて鉄筋を入れることも考えなくてはならない。また逆に，直接衝撃を受けないような袖部の形状を検討する必要もある。なお以上の考察では角に礫が衝突することによる局部的破壊については取り扱えない。

（砂防研究室）

4－3

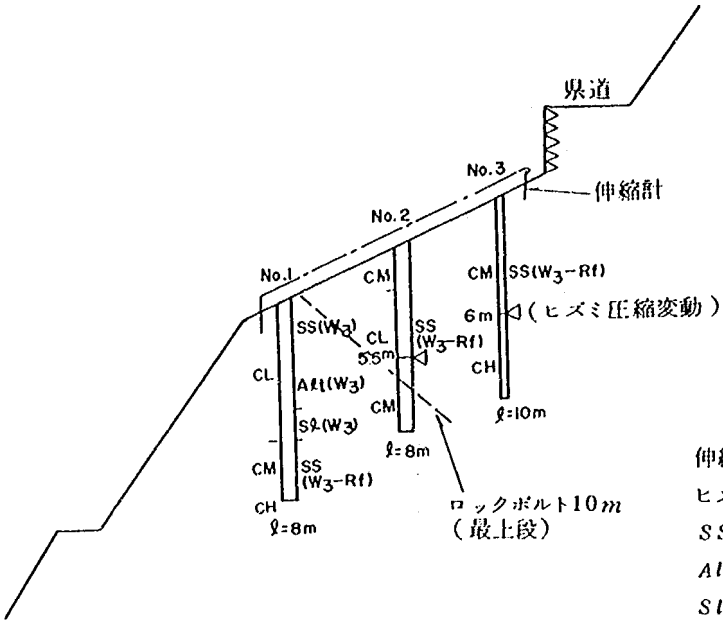
ヒズミ計（法面設置）観測結果の解析について　（54. 九州）

（質　問）

現在施工中の朴木砂防ダム地点の左岸は地形上流れ盤となった開口割れ目や断層によって弛んでいるため法面処理の必要性を検討する目的で法面移動量をヒズミ計及び伸縮計を設置し観測をしている。

観測結果を見ると，下図の2地点だけに限り定量的にヒズミ計だけが感知している。このような特異な動きの原因について説明を願いたい。

又ヒズミ計と伸縮計との相関性についても説明願いたい。



伸縮計は変動なし
ヒズミ計1m間隔に入れてある。
SS；砂岩
Alt；砂岩，粘板岩の互層
St；粘板岩
w_3；弱風化岩
R_f；新鮮岩

（川辺川工事事務所）

（　回　答）

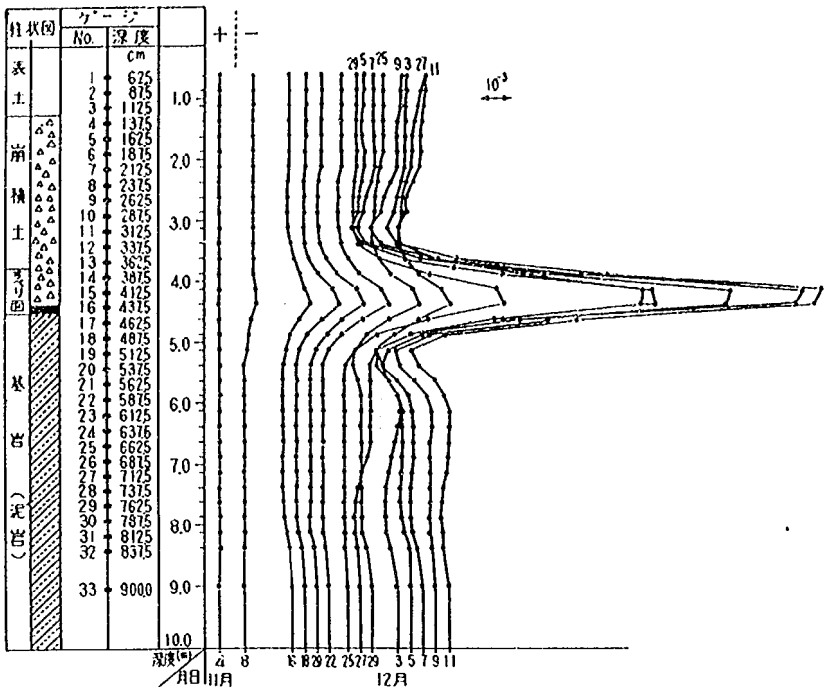
地すべりはすべり面という明瞭なセン断面を境界として移動するものであり，すべり面の厚さはわずか数cmというような薄い粘土層からなることが多い。パイプひずみ計は，この地中セン断現象を埋設したパイプの変形を測定することによって間接的に，すべり面位置を知ろうとして開発されたものである。

パイプの変形を密に観測するためにゲージ間隔を25cm間隔に設置した現地試験によれば，図－1のようにすべり面を境界として，上下それぞれ50cmの区間でパイプの変形が著しく，すべり面位置を確認できた。しかし，これがもしゲージ間隔が1mであったならば，どうなるであろうか。図－2は同様の現地試験結果から中間データを取り去って1m間隔の測定値のみを整理したもので，たまたますべり面近傍にゲージがあったので，すべり面がほぼこの位置であろうということは確認できたが，パイプの変形についてはやや大雑把に推定されるだけである。またゲーシの位置がすべり面からはずれれば更に測定結果が茫然としたものになっていくわけであり，地すべりのタイプに

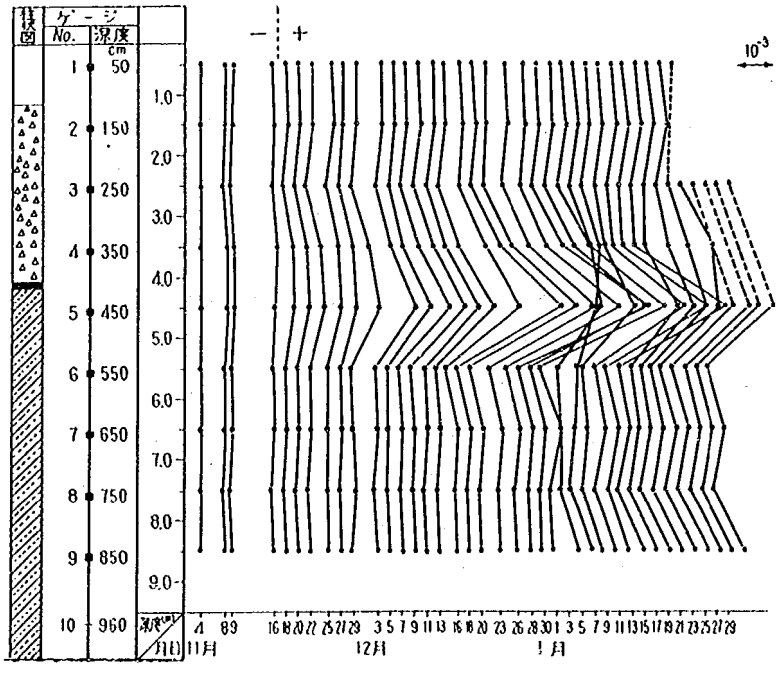
よっては全く検知されずに終ってしまうということも珍しくない。

質問における現地はいわゆる地すべりではなく，明瞭なすべり面をもたない。ゆるんだ風化岩地盤での調査である。したがって上に述べたようなセン断面でのパイプ変形を測定するというよりも，地中全体のクリープ状況を調査することが目的であると考えられる。

3本のひずみ計のうち斜面上部の2本の深度6 m，5.5 m地点のみにひずみの累積がみられるが，下部の1本にはひずみが表われず，しかも地表の伸縮計には変位がみられないということである。ひずみ変化のデータ



図－1　歪累積変化曲線図（№1歪計）



図－2　ゲージ間隔が1 mとした時の歪変化曲線図（№2歪計）

が与えられていないので，詳しいことが不明であるが，考えられることを列挙してみると次のようである。

1. ひずみの表われた2点を結ぶ線をすべり面とする地すべりの存在

前述したようにパイプひずみ計のケージ間隔は50 cm が理想とされており，No 1 におけるすべり面がゲージの中間に位置して，測定できないことも考えられ，県道の山側から，下部の急勾配斜面にぬける地すべりとなる。この場合伸縮計は，ちょうど中間斜面に設置されていて，テンションクラックにもコンプレッションクラックにも届いていないため，変位が記録されないことがある。

ボーリングNo 1にも深度約6 m 地点で岩質の変化点があり，これを結んだ地層に沿った流れ盤の層すべりを考えることになろう。

2. ボーリング孔壁の崩れによる影響

ひずみ計のセット後，直ちに砂による孔壁の間詰めを行なうが，ひずみ計のコードが保孔管(ゲージのあるパイプ)の外側を通っており，通常は完全な間詰めができているとは期待し難い。

したがって一般にひずみ計にすべりの影響が表われたと確認するには，地すべり変位量が20－30 mm 程度なければならないと考えられ，一点だけが突然変化を起すのは別の理由を考慮しなければならないことがある。

地層の変化点では，しばしば粘土層をはさんでいたり，孔壁に不安定な小礫を挟んでいたりするが，掘削後の応力開放により，この粘土層が孔内に押し出してきたり，小礫が崩落して保孔管との間に挟まって，孔壁のゆるみによって保孔管を局部的に圧迫することにより，ひずみの累積が生ずる。

礫の崩落はゲージパイプの設置時にも起し得ることであり，およそすべり面とは考えられない地点で，大きなひずみをみることは他にも例は多い。

この判別には地質構成の詳細な検討と，ひずみ累積の経時的な傾向を比較する必要があり，たいていは推測が可能であろう。

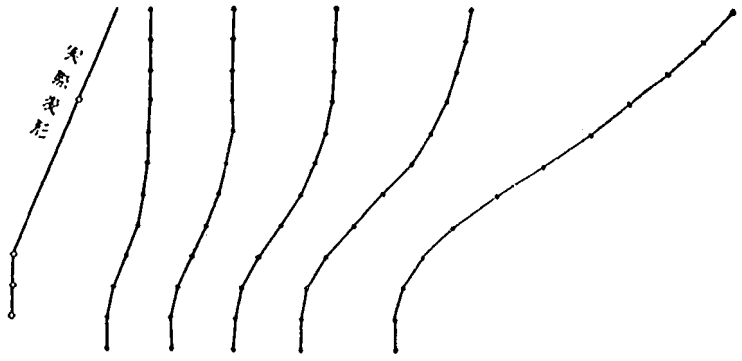
3. ゲージパイプ設置時のひずみ

ケーシングパイプを残して設置する場合はとも角として，削孔後にゲージパイプを挿入する場合には，やや無理をして挿入することもあり，パイプの下底部などにひずみを与えることがある。水密性の劣化や，ゲージの浮き上がりなどが原因として考えられることもある。

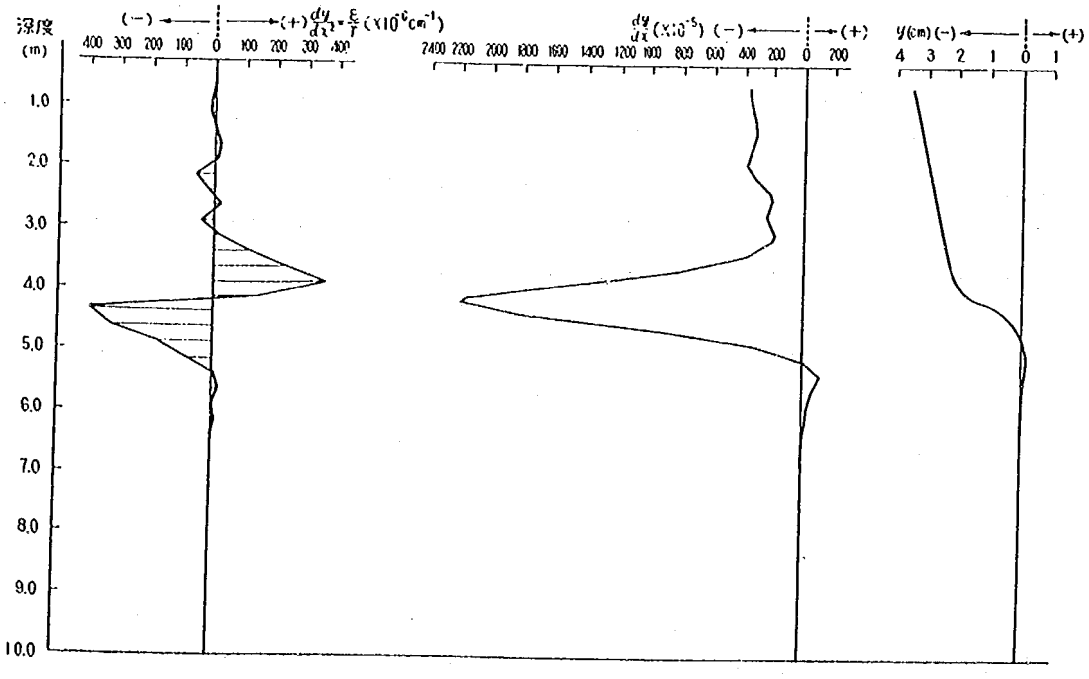
1のケースについては周辺の地形変状を調査する必要があり，兆候が県道や石積みにでていないかどうか綿密に踏査し，あるいは伸縮計の上下方向の増設を考えたらよい。

またもしクリープ状の地中変形であれば，おそらく図－3のような変形が考えられるから，この場合は2のケースがあたるかと推定される。

またひずみ計と伸縮計の相関についてであるが，観測する現象が時間差のあるものであることや，ひずみ計が一点の測定であるのに対し，伸縮計はある巾の区域の測定をしているなど，同じものの測定ではないこと，またひずみ計の間詰めの良し悪しや，パイプの変形，伸縮計の設置位置の適・不適も大きく影響するなどのことからはっきりした相関があるとはいえないが，計算上では図－4のように求め得る。



図－3　クリープ状の変動をした時の歪変化曲線



図－4　ひずみ量によるパイプの計算変位量

ひずみ計の感度は伸縮計の精度に比較して非常に高いし，地中での直接計測に近いから設置状況によっては，地中ひずみ計で動きを予知し，その結果が地表伸縮計で再確認されるという関係は模型実験で得ている。

現地試験での一例としては先にあげた実験に際しての測定では，すべり面におけるひずみが 2.5

$\times 10^{-3}$ に対して地表変位は約3cmとなっており，地すべり運動がはっきりと確認できるのはひずみ量の累積が 1×10^{-3} を越え，かつ上下のひずみの傾向との関連を検討した結果となるものと考えている。

（地すべり研究室）

4－4

法面緑化について　（52. 沖縄）

（質　問）

ダムの附帯工事として，山岳道路を延々数Kmに渡り施工しているが法面緑化工法として種子吹付工事，点播植穴工法等種々の工法を用いて緑化し土砂流出防止，法面崩壊を防いでいるが当地方の土質は国頭マージと称される強酸性土壌で極度に肥料分のないもので構成されている。

現在施工に当っては石灰による中和と速効，遅効性肥料の混和で対応し発芽にこぎつけているものの半年もしない内に緑がなくなる有様である。維持管理をこまめにすれば緑の保持は可能であるが予算的な面もあり苦慮している現状である。この様な条件下での適切な処置方法について生態学的な面も含め御指導たまわれば幸いである。　（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回　答）

生態学的な面は，植物の種類の組合せになります。この場合は，肥料木としてマメ科の植物，ハギ類を用いると良いと考えられる。また施工した植物が，酸性には強いが，気候が合わなかったことが考えられ，この意味で同じ土質の周辺での郷土植物を調べることが必要である。郷土植物のうちでもカヤ類は期待できそうである。

次に工法については，他の緑化工の施工例を調べたり，あるいは，試験施工を行なって良好な成績の工法を採用するかすればよい。

① 客土吹付け工
- 客土の厚さは10 ～15 cm，堆肥を入れる。
- 勾配が急だと成績が悪く，30度よりゆるい法面が妥当である。
- いずれにしても，周囲の自然斜面を調べることが大切で，原則的には自然斜面にならえば良い。地山は強酸性（PH 3以下）でも，その上の表土層はPH 5程度になっていると思われる。

② 点播工
- 穴を深くし，最初，石灰を使う。
- 早く腐養土をつくることが重要で，これができると郷土種が自然に入ってくるようになる。
- 東名高速道路（日本道路公団）の浜名湖周辺で，強酸性地山（PH 3 以下）を切取った法面でも緑化に成功している例がある。

③ 枠工法

法枠を施工し，枠内に客土し播種する。

いずれの工法を採用するにしても，使用する植生は〔マメ科の植物＋郷土の植物〕である。

（参考文献）

1) 道路緑化保全協会，〝沖縄縦貫道路(名護～石川間)造園工事基本調査研究報告書〟昭和49年1月

2) (社)日本造園建設業協会 〝沖縄海洋博調査報告書〟

3) 沖縄総合事務局開発建設部道路建設課〝道路計画資料〟

4) 宮下修一 〝緑化工技術 法面緑化としてウェデリアの適用〟

5) 沖縄総合事務局，国建設計工務株式会社〝工場環境整備基礎調査報告書〟

6) 小形研三 〝道路と自然11 沖縄における道路造園の維持管理〟

7) 沖縄総合事務局開発建設部〝昭和51年度道路緑化調査報告書〟

8) 沖縄総合事務局建設部〝ロードパーク緑化計画調査報告書国道58号 沖泊一許田〟

9) 国建設計工務株式会社 〝沖縄県観光修景・緑化計画調査報告書〟

（急傾斜地崩壊研究室
緑化研究室）

4－5

亜熱帯地方に於ける樹草の適種と植栽手法並びに維持管理上の留意事項について

（52. 沖縄）

（質 問）

切，盛法面の緑化，中央分離帯，路肩，アイランド，サービスエリア等の樹草の適種と植栽上の注意事項並びに，維持管理上の注意事項を指導願いたい。

（日本道路公団沖縄建設所）

（回 答）

緑化工について，従来は，とにかく緑にすれば良いと言う傾向があったが，最近では，沿道及び周辺地域との調和を図りつつ，最終的には，自然に近い植生に帰すことを基本にし，これに造園的手法を加味して景観をさらに良くするよう配慮する方法が一般的である。

さて，亜熱帯地方での緑化についてですが，ここでは沖縄地方を対象にする。

沖縄では

① 雨が集中的に降る

— 表面流による種子等の流れ落ち，表面侵食が著るしい。

② 赤色土壌が広く分布する

— これは酸性（PH. 4～5）であり，また切取面が乾燥すると，表面に平行に，厚さ1～

2 cmの硬い盤ができる。

の2点が自然的制約条件である。

切土については，

① 播種工による緑化が行なわれるのが一般的であり，播種後侵食防止の処置をとることが大切である。

侵食防止材（アスファルト乳剤，エスフィックスフ）の使用。

ネット，軽量枠工の使用。

酸性土では，普通の植物では衰退が著るしいので，肥料種としてマメ科の植物（メドハギ，ヤマハギ）を混播する。

代表的な草本は，外来種ではバヒヤグラス，ローズグラス，ウィーピングラブグラス，バーミユーダーグラス，ケンタッキー31フエスク（日陰部），郷土種ではカヤである。

代表的な木本は，メドハギ，ヤマハギである。

植栽は原則として採用しない。

② 植栽工については，法面排水処理を行なうとともに法面勾配をなるだけゆるくする。

マルチング（植栽してない部分が硬くならないようにする）の施工。

堆肥を入れる。（沖縄は肥料分の溶脱が著しい土地柄であるため）

植栽に用いられる代表的なものには，トベラ，キョウチクトウがある。

盛土については，表面侵食対策を切土に準じて，十分行なうとともに，盛土材料が酸性土ならば，前述した方法に準じて処理する。

地被としてはコウライシバの他セントオーガスチン（海浜部），ウェデリア（キク科）がある。

中央分離帯，サービスエリア等の平地における植栽については，周囲の植生を調査し，可能な限り，郷土種を選定するとともに，樹形及び葉・花の色彩等亜熱帯植物の特徴を持ち，修景効果をさらに高めることのできる樹種の選定についても留意することが肝要である。

排水が悪いと，根ぐされが生ずるので根系が入る部分の排水を十分に行なう。

緑化工の維持管理については

- のり肩水路などの排水施設の点検保守を十分に行なう。
- 当初，マメ科の種物・郷土種を外来種にまぜて，播く。
- 追肥を行なう。
- 播種後，2～3年度，衰退が見られることが多いので，この時期に郷土種のみをもう一度播く。

なお，沖縄における緑化については，前記の文献が良い参考になる。

（急傾斜地崩壊研究室
緑化研究室）

4－6

導流堤工事における施工方法について　（53. 関東）

（質　問）

導流堤の施工箇所が，ちょうど砕波帯にあたるため，矢板基礎の砂が洗掘され，工事の進行に支障をきたしている。

この場合，適切な施工法があるのか，また実例として参考になるものがあれば御教示願います。

（千葉県土木部）

（回　答）

Ⅱ　導流堤工事における施工法について

砕波帯内で二重矢板式導流堤を施工する場合に，矢板基礎の洗掘を防止する方法については種々の方法を組合せて対応する以外に有効なものはないであろう。

砕波帯内で直立した構造物を造るとその前面は反射波によって生じる乱れによって洗掘される。この洗掘を防止する方法としては一般には捨石や捨ブロックが行なわれる。しかしここで問題となっているのは施工中の洗掘であって単に捨石を投入するだけでは導流堤の施工に支障を生じる。

一般に構造物の安全性を確保するためには被害をおよぼす外力，すなわちこの場合には台風時の高波をさけるか，または外力抵抗できるだけ構造物を十分強固にすればよい。まず第一に考えられるのは，波浪条件のよい時期に施工することである。問題となっている導流堤を1区間，4～6日，全長を約50日の工期で完成する予定である。したがって1区間が完成する間にきびしい波浪が来襲しないようにあらかじめ天気図等によって波浪予測を行なって施工を行なえばよいであろう。工期が短かければ，高波のあまり来襲しない時期を選定して行なうことも可能である。被災状況を調べると矢板前面に洗掘が生じて中詰土砂の流出が生じるとともに，導流堤の天端がコンクリートで被覆されていなかったために，波によって天端から土砂が流出したと予想される。天端からの土砂流出を防ぐためには出来るだけ短期間に被覆を行なう必要があろう。

導流堤に来襲する波を，導流堤前面に消波工を設けることによって減衰させることも考えられるが，十分な効果を得るためには規模も大きくなり，また施工もなかなか困難である。移動可能な消波構造物が利用できれば一つの対策となろう。

導流堤前面の洗掘に対して十分安全なように矢板の根入れを深くし，かつ前面の洗掘に対し安定な構造とする方法もあるが，ただ前面の矢板については次の区間が完成すれば長いものが必要でなくなるためにあまり長いものを用いるということには問題があろう。

前面の洗掘防止と消波を兼ねて捨石や捨ブロックを投入することは一般にはよいが，この場合には次の区間の施工に際して矢板の打込みが困難となり，ブロック等を移動しなければならなくなるためにあまりよい方法ではない。

中詰土砂の流出防止については矢板自体のかみ合せも問題であろうが，流出しにくい材料を用

いることも考えられる。土砂の代りに雑石や栗石を入れた例がかなりあり，矢板式導流堤の場合には土砂よりも栗石の例が多い。以上種々の工法を述べたが，現地に合せてこれらの対策をあてはめ検討すればよいであろう。なお参考になるものとして建設省河川局・土木研究所編集の「全国河川河口資料集」がある。

（海岸研究室）

4－7

下水道処理水の再利用について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄は非常にきびしい水需給のもとにおかれ，時間給水等の非常措置もたびたび実施されている。これに対する水資源開発の一手段として下水道処理水の再利用が考えられるが，その場合一般家庭の水洗用水まで使用させないと水量効果があがらない。しかしその為の二重配管を行なうには，コストに難点がある。

そこで下水処理水を何らかの方法，例えば河川上流部に環流して自然生態系を利用した浄化を行い，通常の上水道に混入して使うということは考えられないか，又，他の地域に類似の事例がないか，御教示願いたい。

（沖縄総合事務局建設行政課）

（回　答）

1. 下水処理水の直接的再利用

下水処理水の間接的な再利用は，使用者が意識するにせよしないにせよ，取水河川の上流部に都市を有する地域で以前より行なわれてきていることは周知の事実である。すなわち，上流に位置した都市における都市活動の結果発生した都市下水が，浄化後あるいは直接河川に放流されて河川水の一部を形成し，下流の都市の水源として用いられてきたわけである。このような形態が一定のバランスを保っている間は特に大きな問題はなかったと評価されるが，都市における活動が活発化するにつれて２つの本質的な問題が顕在化してきた。１つは，水質汚濁の進行，もう１つは河川水の絶対量の不足である。前者に対しては放流水の水質規準を主体とした法的な規制が整備され，下水処理場における高度処理の適用が有力な対策になると考えられている。一方，後者に対しては，総合的な立場から水資源の開発に対する検討が進められているが，水資源不足に対応するための手段として下水処理水の再利用が不可欠なものであるという認識が一般化しつつある。

処理水の直接的な再利用は，これを利用する使用者の拒否意識の問題を別にすれば，自然水に比べて水量の面で極めて安定した水源になり得ること，ダムなどによる新規の水資源開発費のコストアップのために新たに自然水を取得するよりも費用の面で有利となること，下水の処理と再

利用水の取得が同時にできるうえ，処理水の売却によって費用が回収できることなど多くの利点があることが認められているためである。下水処理水の直接再利用の用途は，かんがい用水を主体とした農業利用，冷却水等の工場用水，家庭用雑用水を主体とした都市用水の２つに大別される。

わが国の下水処理水の再利用は昭和３０年に東京都三河島下水処理場で急速濾過した処理水が近くの製紙工場に供給されて以来，主として大都市で工業用，とくに冷却用水として使用されてきた。主要な都市は，東京都，名古屋市，川崎市，北九州市などであり，専用の工業用水道としての整備が行なわれている。最大の規模を有するのは，東京都の江東工業用水道であり三河島，砂町両処理場の処理水を原水として，３２６,０００㎥/日 の給水能力を有している。昭和５０年度は，契約給水量約１１万㎥/日，給水工場３７３であり，使用量によって異なるがその料金は１０円～１８円/㎥ である。下水処理水を原水として，塩素処理，薬品凝集沈殿，急速砂濾過等の高度処理を行なったのち各工場への給水が行なわれているが，粒状活性炭によるさらに高度な処理をつけ加えて，河川表流水（荒川）を水源とする既設の工業用水道配水管に混入しようとする計画も進行中であり，代替水資源としての評価が高まっている。

生活用水への利用は，飲料水をはじめとして洗面，風呂，洗たく，掃除，水洗便所，洗車，散水などに分類される。これらは経口水，皮膚接触水，雑用水の３つに分けられるが，対象となるのは当面，水洗便所を中心とした雑用水になるものと考えられている。これは，皮膚接触に対する使用者の嫌悪意識が根強いこと，それぞれの用途に応じた許容水質に関する検討が十分になされているとはいえないため，慎重にならざるを得ないことが主な理由である。再利用の最も重要な目的が上水の供給量の節約にあるため，安全性を十分に確認したうえでできるだけ使用範囲をふやしていくことがこれからの大きな課題とされている。現在までに行なわれた多くの調査結果によれば，水洗便所水として下水を循環再利用することにより節約できる水量は，住宅の場合でたかだか２０％，事務所ビルの場合，大規模で３０～５０％，小規模で５０～８０％とされている。一般住宅の場合，たかだか２０％程度の生活用水の節約のために二重配管等を含めた施設の建設費，高度処理のための維持管理費とも決して安くない再利用システムを採用することが得策とはいえない場合がでてくると考えられるため，少なくとも将来は洗濯用水までは代替して利用率を高めていくことが必要となろう。

処理水の再利用に際しての許容水質は皮膚接触水以上で使用する場合には長期にわたる疫学調査が必要となる。現在までのところこうした調査は十分に行なわれておらず，既往の水質項目，水質基準をもとに提案，試案の作成が行なわれている程度である。これらの項目はPH，濁度，浮遊物質，硬度，過マンガン酸カリ消費量，鉄およびマンガン，ＡＢＳ，大腸菌群などであり，これらの許容値に対して提案が行なわれている段階にすぎない。ここでは，これらの数値に対して個々の議論は行はわないが，許容水質をいかに定めるかが，高度処理の程度，ひいては経済性を決めるうえで最も重要な課題であることを指摘しておきたい。参考として現在，都市用水の用途別の水質規準として用いられている法令等の一覧表を表－１に，工場用水道水質規準の例を表－２に，東京都で試案として暫定的に用いている家庭用雑用水の水質目標値を表－３に示した。

下水処理水の農業用水への再利用は，いくつかの理由で，有効になると考えられており，米国等でもかんがい用水として用いられている事例が多い。この理由は，かんがい用水（あるいはその補給水）として直接的に利用し易いこと，下水処理水中に含まれる有機物，窒素，リン等の栄

表－1　都市用水の用途別水質基準等一覧

再利用形態	利用対象	適用可能な基準等	摘　　用
上　水　道	飲 料 水	○水質基準に関する省令 ○ＷＨＯの基準 ○各国の飲料水基準	昭41.5.6　厚生省令第11号
工業用水道	工業用水	○工業用水道供給水質標準値 ○自治体等の定める工業用水道水質基準	下水処理水を含むものを除く 茨城県，埼玉県，千葉県，東京都 川崎，横浜，名古屋，神戸，尼ケ崎，北九州，宮崎県，大阪府，相模原
		○業種別用途別工業用水要望標準水質	工業用水協会策定
		○米国工業用水許容水質	米国水道協会
		○ボイラ用水水質基準	ＪＩＳ　Ｂ－８２２３
中　水　道	浴 用 水	○公衆浴場水判定基準 ○プール水の水質基準	昭38.5.11 厚生省通達 昭40.7　　厚生省通達
	雑用水（参考）	○雑用水の水質目標（試案） ○用途別用水の水質目標値	東京都首都整備局（表－３参考） 建設省近畿地建試案

表－2　工業用水道水質基準一例

事業体	水温	濁度	PH	塩素イオン	鉄イオン	その他	根拠規程等
東京都	27℃以下	15度以下	5.8～8.6	1,500ppm	0.7 ppm		条例4章第17条水質基準
名古屋市	27℃以下	15度以下	6.0～7.5				条例第3章第16条水質基準
神戸市	31.3℃以下	10度以下	5.8～7.2				条例第2章第14条水質基準
尼崎市		20度以下	6.0以上～8.0以下	200 ppm以下	1.0 ppm以下	アルカリ度 5ppm以上 蒸発残質物 500ppm以下 硬度 322 ppm以下	条例施行規程 第4章第29条 水質基準
北九州市	常温	8度以下	5.8～8.6				条例第4章第18条水質基準
宮城県	常温	10度以下	6.0以上～8.0以下				条例施行規程第4章第22条水質基準
大阪臨海上水企業団		30度以下	6.0以上～8.3以下				条例第3章第10条水質基準
大阪府基準	30℃以下	10度以下	6.3～7.0	200ppm以下	0.5 ppm以下	アルカリ度 10ppm以上	

表－3　雑用水の水質目標（試案）

（単位：ppm）

分類	I類		A（①～②）の水質目標値	II類				B（③～⑥）の水質目標値
用途 / 項目	①便所	②空調用		③洗車	④散水	⑤掃除	⑥池・噴水	
濁度（SS）	30以下	10以下	10以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下
色	不快感を伴わない	不快感を伴わない	不快感を伴わない	30以下	50以下	30以下	30以下	30以下
臭気	不快臭を発しない	不快臭を発しない	不快臭を発しない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない
pH	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0	6.5～9.0
BOD	20以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下
COD	40以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下
溶解性物質	5,000以下	1,000以下	1,000以下	500以下	1,000以下	500以下	1,000以下	500以下
アンモニア性N	20以下	20以下	20以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下
硬度	400以下	300以下	300以下	200以下	300以下	200以下	300以下	200以下
塩素イオン	400以下	300以下	300以下	200以下	300以下	200以下	300以下	200以下
ABS	2以下	1以下	1以下	1以下	2以下	1以下	1以下	1以下
鉄＋マンガン	1以下	0.5以下	0.5以下	0.3以下	1以下	0.3以下	1以下	0.3以下
残留塩素	-	-	-	0.2以上	0.2以上	0.2以上	0.2～0.5	0.2～0.5
大腸菌群	-	-	-	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)

資料：東京都首都整備局「水の循環利用適合性予備調査報告書」昭和48年3月

備考　I類の用途に限定して雑用水を供給する場合には，Aの水質目標値となり，II類の用途に限定またはI・II類の全用途に雑用水を供給するときは，Bの水質目標値となろう。

養塩類が植物の生育に有効であること，処理水の再利用にあたって要求される高度処理の程度が他の用途に比較して簡易にできる可能性が高いこと，かんがい（特に水田）用水として用いた場合，地下水の涵養効果がある程度期待できることなどである。

また逆に，窒素などの過剰による栄養過多の問題，下水中に含まれる微量物質の農作物への蓄積の問題，季節的に需要量の変動が激しいなどのいくつか注意すべき問題があることが指摘されているが，積極的に取り組んでいくべき分野であると考えられている。表－4は，農林省の指針として出されている農業用水の基準であるが，特に全窒素の濃度が低いため，下水処理水に含まれる窒素分の積極的な活用をはかる方向での調査が行なわれている。

表－4　農業（水稲）用水基準

項　　目	基　準　値
(1) pH　（水素イオン濃度）	6.0 ～ 7.5
(2) COD　（化学的酸素要求量）	6 ppm以下
(3) SS　（無機浮遊物質）	100 ppm以下
(4) DO　（溶存酸素）	5 ppm以下
(5) T－N（全窒素濃度）	1 ppm以下
(6) 電気伝導度（塩類濃度）	0.3Ω/cm以下
(7) 重金属類	
As	0.05 ppm以下
Zn	0.5 ppm以下
Cu	0.02 ppm以下

昭和45年3月「農業（水稲）用水基準」農林省

ここまでに，下水処理水の直接的再利用の概要についてのべてきた。一般に，直接的な再利用をはかるためには何らかの形での高度処理を行なう必要がある。このため，質問者が指摘しているように費用のうえでの問題が生ずるが，あとでのべるように，河川上流部に還流して浄化を行なう等の方法には，いくつか本質的な問題点があるので，下水道管理者にも積極的に働きかけて，下水の高度処理技術の適用を含めた直接的再利用の可能性を検討し，これを代替水源として本川からの用水量を減らすという方向での対応が重要であると考えられる。

2. 下水処理水の河川上流部への還流について

下水処理水を河川上流部へ還流して，流下に伴なう自然浄化を行なうという考え方自体は，上流部に都市が存在し，その地域の発生汚水が処理後河川に放流されて下流の都市がこれを利用するという先の間接的再利用の考え方に極めて近いものがある。循環回数が無限に近くなるので，微量物質，あるいは溶解性の塩類の蓄積が増すという一般的な水質面からの懸念の他，基本的には次の2点がまず問題となるであろう。

1）還流パイプの建設が技術的あるいは経済的に可能であるか。

2）還流させた処理水が再流下する際にどの程度の浄化効果が期待できるか。

1）について

沖縄のように河川自身が平野を流れるのではなく，主としてかなりの勾配で流下する場合には，パイプの延長は短かくてよいが，中継ポンプ場を何か所かに設置する必要がある。また，パイプ自体も山地を登らせる必要があり，この辺にも問題が存在する。このための技術的困難さはともかくとしても，建設費あるいは設置後の電力費等の維持管理費は極めて高くなる恐れがあるため，事前に十分に調査を行なって，経済面から他の代替法との相対評価を行なっておくことが特に重

要であろう。また，このための費用を誰がどのような形で負担するかも議論を呼ぶところである。

2) について

還流することによって期待できる浄化効果は希釈および自浄作用である。

希釈効果は，河川水量（Q_0 t/s），河川水質（C_0 ppm），還流水（処理水）量（q_1 t/s），還流水質（C_1 ppm)に関係し，合流後の流量（Q t/s）は $Q = Q_0 + q_1$，水質（C）は，

$$C = \frac{Q_0 C_0 + q_1 C_1}{Q_0 + q_1}$$

となる。しかしながら，実質上これは両者の水量，水質に大きな差があるときに期待できる効果である。

つぎに自浄作用であるが，これは有機物のように微生物による分解をうけて減衰していく水質項目だけに適用できる考え方であることを認識しておく必要がある。自浄作用を表わす式は

$$C = C_0 \, 10^{-K_r t}$$

として一般に表示される。ここにK_r；河川における自浄係数。なお，$K_r = K_1 + K_3$，K_1；脱酸素係数と呼ばれる微生物が有機物を分解するとき用いる酸素の減少速度，K_3；沈澱速度を表わす係数。　t；流下時間。

上式は，K_r および t が大きい程浄化効果が大きいことを示している。

ここで，この$K_r = K_1 + K_3$ について考えてみると，K_1 は水温と汚濁の種類によって変化するが，水温Tとの関係では$K_1 = 1.024^{T-20}$ であり，水温が高いほど大きい。K_3 は勾配の急な程小さくなる（沈澱効果が期待しにくい）。したがって，沖縄の河川については，気温が高いのでK_1は大きめであるが，勾配がきついのでK_3 は小さく，全体としてK_r は小さめであると考えられる。また，流下時間 t についても，河川長があまり長くとれず，流速が遅い区間が短かいので，大平野を流下する河川に較べて非常に小さくなる。すなわち沖縄の河川では，それ程大きな自浄効果を期待しない方が安全であると考えられる。

ここで，以下のような例で具体的に考えてみよう。

（条件）　還流水量　　0.1 t/s，　BOD_5 ；　10 ppm

　　河川水量　　0.2 t/s，　BOD_5 ；　0 ppm

　　$K_1 = 0.1$ 1/日，　　$K_3 = 0$ 1/日，

　　流　　速　0.5 m/s，　流下河川長　5 km

（計算）

BOD_5 と最終 BOD（U_0）の間には次の関係がある。

$$BOD_5 = L_0 \ (1 - 10^{-K_r t})$$

また，混合後の濃度は

$$C = \frac{Q_0 C_0 + q_1 C_1}{Q_0 + q_1}$$

である。以上の条件で，先の $C = C_0 \, 10^{-K_r t}$ に数値を入れて，計算すると，流下に伴なう濃度の変化は表－5のようになる。

表－5　自浄作用（BOD_5 および最終BOD）の計算例

流下距離（km）	0	1	2	3	4	5
流下時間（時間）	0	0.12	0.23	0.35	0.46	0.58
最終BOD（ppm）	4.87	4.74	4.62	4.49	4.38	4.26
BOD_5　（ppm）	3.33	3.24	3.16	3.07	2.99	2.91

注）　流下距離0の値は希釈後の値

すなわち，この条件では，BOD_5 10 ppm の還流水は直ちに希釈効果により3.33 ppm まで減少するが，5㎞流下後にはこの値は2.91 ppm に下がることを示しており，自浄作用のきき分はそれほど大きなものとはなっていない。これは，単なる一例であるが，いくつかの具体例について計算を行なうことによってある程度の評価を行なうことができよう。

前述した如く，自浄作用の考え方はBOD5，COD 等の分解可能な有機物に適用できるものであって，最近，富栄養化の原因物質として問題となっているN，Pについては適用できない。したがって，もしも還流水の合流点の下流にダムや堰がある場合には，希釈率にもよるが，この部分で藻類が異状に発生する危険があることを認識しておかなければならない。下流の2次処理水中には通常T－Nで20 ppm，T－Pで2～4 ppm程度の栄養塩類が含まれており，これらの停滞水域への流入が，水の栄養化を進行させるからである。気温の高い地域では特に注意が必要である。

以上，河川の上流部へ処理水を還流することによる問題についてのべたが，その浄化能力には限界があるほか，経済性の面にも問題があることを認識しておかねばならない。なお，我が国では，このような形で実施している例はない。

3. 土壌を利用した処理水の浄化など

最近，わが国でも関心を集めているのは，処理水の陸地への散布法である。これは，処理水を土壌中に浸透させることによって，その浄化能力を利用しようとするものである。

土壌の浄化能力は，土壌中に多数生棲する微生物による有機物の分解等の生物作用と，土壌の有する吸着能力による物理，化学的作用である。この浄化能力は古くから知られており，近代的な下水道の発達の前には，土壌を利用して汚水の処理を行なうことが行なわれ，現在でも，米国の南西部では盛んに利用されている。わが国の最近の関心は，汚水ではなく，下水の処理水を散布することによって，高度処理の代替，かんがい用水の補給，涵養池を利用して地下水源の補給をはかる等の目的に向けられている。（これらについては，各地方建設局による調査結果の中間報告が，すでに刊行されている。）

米国のＥＰＡ（環境保護庁）においても土壌の陸地散布法に関する調査を精力的に行なっているが，彼らの分類法の1例としてその特性を表－6，および図－1に示す。

土壌を利用して処理を行なう際の問題点は，1）目づまり，2）土壌および地下水に対する汚染 3）土地の必要面積からの制約，に集約できる。

目づまりに対しては，その原因となる処理水中の浮遊物の負荷量と土壌中での分解能力の面か

表－6　各散布法の特性比較

因子	散布方法		
	かんがい法	散布流出法	浸透法
標準散水率	60～240 cm/年*) (1.6～6.6 mm/日)	240～450cm/年 (6.6～12.3mm/日)	450～12.000cm/年 (12.3～330mm/日)
処理水1 m³に要する必要面積	145～590 m²	80～145m²	3～80 m²
散布方法	スプレー又は冠水	スプレー	通常は冠水
望ましい土壌の特性	処理水中の肥効成分が働き易く適当に透水性がある土壌	粘土質あるいは粘土ローム質等透水性の低い土壌	砂，砂質壌土，ローム質砂等透水性の高い土壌
地下水質への影響の可能性	中	小	大
地下水までの必要深さ	約 1.7 m	不明	約 15 m
処理水の行先	蒸発および浸透が主体	表流水への流出か蒸発および浸透より大きい	地下水へ浸透

*)　水田の場合は約2倍……筆者注

ら限界負荷量の検討が行なわれている。通常の下水処理水の場合，目づまりの面からの限界負荷率は15～20 mm/日　というのが一般的な考え方である。

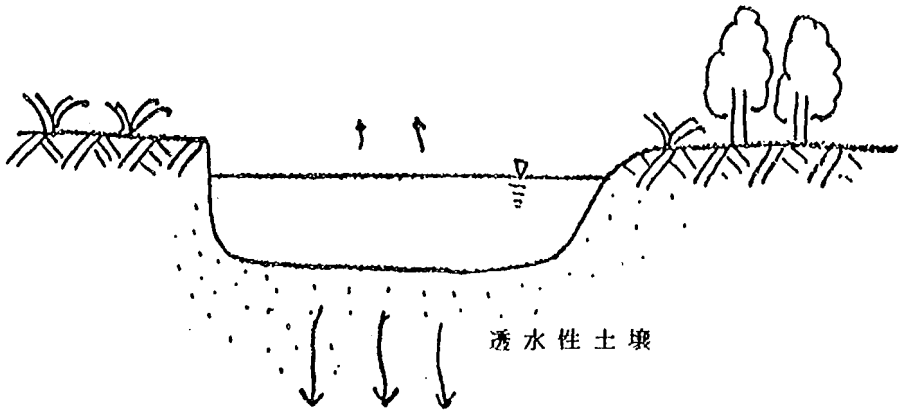
下水の2次処理水を適正な散水負荷で散布している場合には，特に地下水に対しての汚染は深刻ではないというのが，一般的な考え方である。土壌の浄化能力によって，有機物の分解，リンの吸着，窒素の硝化，脱窒が期待できるからである。しかしながら，下水処理水中に含まれる重金属等の微量物質は土壌中に保持されるので，長期間にわたる散布を行なう場合には，浄化能力の低下とともに，土壌中への蓄積が問題となる場合があることが指摘されている。

土壌へ散布する場合の，目づまり等の安全性を考えた場合には20 mm/日　という散水率が限界であることは前述したとうりであるが，この場合，1日当り，1 m²当りの散布量は20 ℓ となる。すなわち，1m³/日 の散布を行なう場合の必要面積は50 m² となる。表－6で示した，浸透法で，ある程度の目づまり対策を行なう場合は，200 mm/日まで散布率をあげることができるが，この場合には5 m² となる。これらの数値は，土壌の特性，水質，散布方法によって大さく異なるため，それぞれの特性を知るために慎重な調査を行なう必要があるほか，かなりの用地が必要であることを認識しておかなければならない。

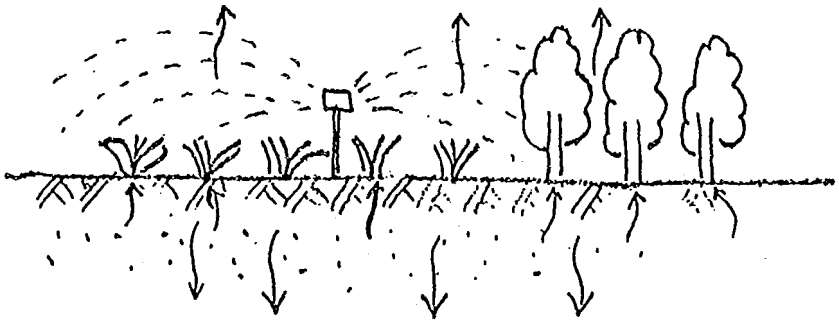
我が国でも，各地方建設局が種々の観点から調査を行なっていることは前述のとうりであるが，1つの事例としてイスラエルにおける例を紹介する。

イスラエルは水が乏しいため，下水の再利用に積極的な国として知られているが，近い将来に

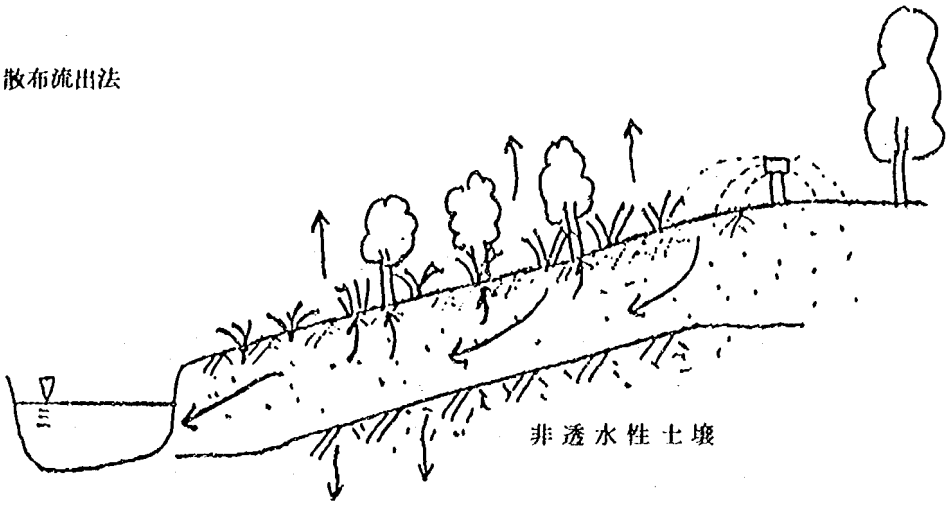
1） 浸 透 法



2） かんがい法



3） 散布流出法



図－1 散布方法の概念図

予測される深刻な水不足に対処するために，首都テルアビブの周辺地区において，Dan 地区下水再利用事業計画という事業が進行中である。これは，大都市テルアビブとその周辺6地区から発生するすべての汚水を，生物処理（２次処理）したのち，石灰等による凝集沈殿，濾過等の高度処理を行なって同市南方の涵養池へポンプ輸送し地下水源としようとするものである。取水は涵養池から数100メートル離れた井戸から行なわれるが，処理水の滞水層での滞留時間は約400日と見積られている。井水は，地下水との混合水であるが，現段階では，飲用に利用する計画はないとのことである。

以上，ここまでのべてきたことをまとめると，下水処理水の直接的再利用も無視しえない手段となること，河川への環流等の自然浄化を期待する手法はその実施にあたって各ケースごとに事前に検討しなければその適用性についての評価が定まらないことなどがあげられる。

（三次処理研究室）

4－8

サンゴ礁内における埋立事業について　（52. 沖縄）

（質　問）

沖縄の沿岸はサンゴ礁が形成され特徴ある景観をなしている。また，非常に遠浅なことから埋立等の工事は非常に容易である。一方，そういった沿岸の開発により沖縄本島中南部では海浜のレクリェーション利用が困難となっております。したがって，礁内の生態に影響を与えず，しかもレクリェーション利用を可能にするような埋立工法，提体の断面構成など実例があったら御教示いただきたい。

（沖縄総合事務局建設行政課）

（回　答）

サンゴ礁内の生態に影響を与えないで，しかもレクリェーション利用を可能にする埋立の実施例は，サンゴ礁という環境を考えるときに沖縄以外で見出し得ないのではないかと考えられる。したがって沖縄での施工例を調べるのが最も有効な情報を与えてくれよう。しかし全然生態に影響を与えないということは考えられず，ただ影響が少ないということになろう。このためには現況を出来るだけ変化させないようにすること，例えば水質，流況，地形の変化を少なくすることであり，単に埋立工法だけで処理できる問題ではない。

一般には環境を支配している主要な要素を明らかにしそれらを大きく変化させないような地形（平面形状，および縦断形状）を考えることになろう。またレクリェーションにしても，その形態と必要な条件を明らかにし，これらの目的を達成するように計画を決める必要があろうがこれらは対象地点の環境によって変化するために具体例について調べなければならないであろう。

（海　岸　研　究　室）

4－9

建設機械の低騒音低振動化の現状について　（54. 九州）

（質　問）

1. 対策の現状について

エンジン，発動発電機及び土工機械基礎工事用機械，コンクリート取こわし機械等について

2. 今後の建設機械の低騒音低振動化の展望について

以上2点について御教示をお願いしたい。

（九州技術事務所）

（回　答）

1. 対策の現状について

最近の建設機械の低騒音化，低振動化の技術は著しい進歩をみせており，基礎工事用機械をはじめ，コンクリート取り壊し機械，土工機械などで多くの機械が開発，実用化されており，市街地等建設騒音，振動が問題になる地域で使用されている。

基礎工事用機械は従来の場所打杭工法に加えて，最近では鋼管等の既製杭や鋼矢板の対策機械（工法）の開発が活発で現在すでに数十種の機械が開発されているが，施工能力などの面で問題が残されており，今後もさらに新しい対策機械が生まれてくるものと期待される。

また，コンクリート構造物の取り壊しに関しても，油圧力を利用した対策機械が次々に開発されている。

これらの機械について，低騒音化，低振動化の進歩が著しいのは，工事現場などの条件から必然のすう勢といえる。また，土工機械に関しては，油圧ショベルにおいて低騒音化の進歩が目立ち，小形機をはじめ，最近では0.6 m^3級の中形機の低騒音形も実用化されている。

別表は，昭和50年度より，各技術事務所で実施した建設機械の騒音振動に関する調査結果から，主な建設機械について，対策内容及び騒音並びに振動レベルの概略について表わしたものである。

騒音対策の内容としては，土工機械，発動発電機では，エンジンの防音対策が主な内容となっている。すなわち，エンジンルームの密閉化，エンジン振動伝達の防止及びマフラーの大形化などである。次は，ディーゼルパイルハンマ，コンクリートカッタ等に見られる作業音の遮音対策である。このように騒音を外部に漏らさないエンクロージャ方式が大部分であり，最大12～15 dB(A)程度の対策効果が得られている。

一方，施工法そのものを低騒音，低振動化した新しい機械の開発も行なわれ，前述の基礎工事用機械及びコンクリート取り壊し機械にその傾向が目立っており，その主な内容としては静油圧力を利用したものがその大半を占めている。

別　表

分類	機械名	主な対策箇所及び内容もしくは対策工法	作業騒音レベル（7m地点）dB(A)	作業振動レベル（7m地点）dB	備　考
土工機械	ブルドーザ	○エンジン防振支持，エンジンルームに吸音材の内張り，吸音マフラ採用及びラジエータカバーの取付け並びにキャブの密閉化 ○起動輪，誘導輪に緩衝ゴムの張付け	（15t～32t級） 75～79 （約－10）	約63	○非対策（15～32t級） 騒音：86～89dB(A) 振動：約63 dB
	油圧ショベル	○エンジン防振支持，エンジンルームに吸音材の内張り及び大形マフラの採用 ○キャブの密閉化，油圧ユニットのキャブ内収容	S形(0.35～0.6m³級) 77～81(約－6) SS形(0.2～0.4m³級) 71～74(約－8)	—	○非対策車（0.2～0.6 m³級） 騒音：79～85 dB(A)
基礎工事用機械	ディーゼルパイルハンマ	○機械全体に遮蔽カバーの取付け	（4t級） 約90（Fast）	75～82	○ディゼルパイルハンマ 騒音：103～109 dB(A) （Fast） 98～99 dB(A) （Slow） 振動：75～82 dB ○振動パイルドライバ 騒音：86～92 dB(A) 振動：76～80 dB
	場所打杭工法	○アースドリル工法 ○リバースサーキュレーションドリル工法	84～85 70～84	59～62 45～67	
	既製ぐい工法	○プレボーリング工法 ○中堀工法	約72 約76	約59 約54	
	鋼元板打込工法	○アースオーガ併用工法（HAS工法，MAP工法，SSS工法，NISP工法など） ○油圧圧入工法（トランキー工法，SMP工法，HS工法，マルス工法など） ○水ジェット工法（WJ工法） ○振動工法（LSV工法）	約74 約67 約80 約74	約55 約48 約76 —	
コンクリート取壊し機械	ブレーカ	○排気カバーの取付け	小形　82～88 大形　約95	— 大形　約74	
	コンクリートカッタ	○カッタ部分のエンクロージャ ○エンジンルーム内の吸音材の内張り	（40cm級） 約75	約47	○非対策 騒音：約87 dB(A)
	コンクリート取壊し対策形機械	○油圧ジャッキ式（アサヒジャッカ，COW-T） ○油圧圧縮式（COW-Y，T-S-B，KBBブレーカなど） ○油圧割裂式（ダルダ） ○油圧カッタ式（TAC-S，TC-V）	約76 約70 約68 約77	約43 約50 約43 —	○スチールボール 騒音：約81 dB(A) 振動：72～78 dB
その他	発動発電機	○本体，ダクトを吸音材で内張り並びにダクトの吸音構造の採用	（30～175KVA級） 69～76（60Hz）	—	約－12dBの低減効果

2. 今後の建設機械の低騒音低振動化の展望について

エンジン等の騒音対策はエンクロージャ方式を主な対策として進められ,ある程度まで効果をあげてきたが，さらに低騒音化を推進するには，エンジン等，騒音発生源から発生する騒音そのものを低減化する方向に進むであろうと考えられる。また，作業騒音の低騒音化を図るうえで，衝撃力に代わって静油圧力の利用も今後普及していくものと考えられる。この方式では，作業振動の低減化も併せて期待できるため，有望な方法である。

現在のエンクロージャ方式には。非対策形と同性能が保持できるという大きな利点があるが，新しい施工法の機械については，低騒音化，低振動化と同時に，機械性能（施工の経済性）についても十分な検討がなされるであろう。

建設省では，昭和52年度より5ケ年計画で，土木研究所が中心となって，基礎工事用機械，土工機械等をより低騒音，低振動化するための研究（総プロ）が進められている。一部は基礎的な研究が終了し，本年度から，実用化のための研究に入るので，その成果が期待されている。

また，以上述べたハード面だけなく，将来は，建設工事騒音振動の発生を最小に抑えるような機械の組合せを考慮した施工計画に関する研究も推進されるものと考えられる。

参考文献

「建設騒音及び振動の防止並びに排除に関する調査試験報告書」　土木研究所資料第1523号

（機械研究室）

4－10

燃料電池の活用計画及び研究について　（54. 九州）

（質　問）

省エネルギー対策として，安価な燃料を用いる燃料電池の研究が各方面で進められている様ですが，建設機械及び設備機械（特に，水門，揚排水ポンプ用電源）への活用の見通しと問題点，及び研究の現況と将来への見通しについて御教示願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

燃料電池は開発途上の電池で，長期間無人無保守の利点はあるが，小出力，高価格なため通信機器用，航路標識用と限られており，建設省においてもテレメータ電源として採用した実績がある。

数年前までは，自動車用燃料電池を目的とした研究が多かったが，最近は通産省のムーンライト計画，NEDO（通産省の補助金）による水素を燃料とする1000kwの装置の試作等地域発電を対象とした研究が多くなっている。現在，日本では，自動車用燃料電池として高温燃料電池方式の研究が進められているが，電極材料，電解質電池構成材料等の耐熱性，などの難かしい問題が多く実用化

は遠い。一方，地域発電を考えた燃料電池は数年前，米国のＴＡＲＧＥＴ計画に日本のガス会社が参加し日本で試験（１２kwの装置）された例もあり，近い将来に実用化が可能と言われている。

車両用動力電源としての活用は，１９５９年米国のアリスチャーマ社により燃料電池を動力源としたトラクタの試作品が公開され，その後トラック，フォクリフトについての搭載例はあるが建設機械への活用例は報告されていない。

動力用としての燃料電池は騒音がない，排気ガスがないなどの利点はあるが１００PS以上の大きな出力を必要とする建設機械及び設備機械への活用は以下に述べる問題点があり採用にあたっては非常に難かしいものと考える。

(1) 価格，動力用電源としては水素一酸素燃料電池，ヒドラジン燃料電池が現段階では考えられる。前者は水素電極に白金が添加されているので電極価格が非常に高価であり，後者は燃料が1,300円/ℓとガソリンの約10倍と燃料費が高価である。また，エネルギー・コストについても発動発電機（300wの例）と比較して数十倍と言われている。

(2) 寸法（大きさ），ヒドラジン燃料電池の１セル当りの電圧は１Ｖ以下（鉛蓄電池２Ｖ）と小さく，大出力を必要とする場合は数多くの電池群が必要であり，また，制御系，燃料の供給系などの付属装置を考慮すると大きな収納スペース（気体燃料電池の場合は多小小形となるが）が問題となる。現在，300wの電源装置（燃料タンク別）の寸法で1.5×1.5×1.5m程度であり，移動して作業を行う建設機械ではそれに必要なスペースの確保は現段階では不可能と考えられる。

(3) 負荷変動，燃料電池はとくに負荷の急変には追従性が悪く，解決策として鉛蓄電池と組合せたハイブリット方式の採用が必要である。

(4) 寿命，燃料電池の寿命は連続使用の場合，普通１～２年と言われているが，間欠的使用の場合は連続使用の1/5程度と短くなる。

(5) その他，高い設備費を回収するため設備休止時などにおける余剰電力の活用方法を検討する必要がある。

（機械研究室）

4－11

コンピュータ構造解析について　（53. 関東）

（質　問）

昨今コンピューターの一般化と各種の構造解析理論の発展等によりコンサルタント各社のソフトウェアに関するアプローチは目ざましいものがあるが，実際の設計に用いられている各社のアプリケーションプログラムについての精度上の保障は何もない訳であります。

土木研究所で一般的なプログラムを作り各社のアプリケーションプログラムをチェックし検定するようなシステムを確立できないか。

（群馬県都市計画高崎事業所）

（回　答）

おおせの通り，コンサルタント各社のソフトウエアに関するアプローチは目ざましいものがある一方，発注者サイドの状況をみてみると業務内容の多様化と量の増大にともなって十分な検討の時間が取りづらくなりつつあるように見受けられる。

一般にコンピューターで計算した結果は誤りがないものと過信される傾向にあるが，構造物の力学的挙動を解析的に求めようとするときには常に外力条件，構造物の材料特性を単純化しモデル化を行なうことが必要であるから，提供されるアプリケーションプログラムがどのような仮定や境界条件のもとにモデル化されたものであるか，その適用限界をまず十分に理解し，求めようとする解の問題に対して適用して差し支えないかどうかを確認することが必要なことは云うまでもないことである。

この確認を怠たって「この解はコンピューターによる算定結果であるから」と徒らに過信することがないよう留意が望まれる。

さて，適用しようとするアプリケーションプログラムが抱えている問題に対して有用なものであることの確認が，フローチャートその他によってなされたとしてもプログラムそのものの精度その他の有用性についての確認が次のステップとして必要になってくる。

１９７３年２月に英国のDepartment of the Environment（建設省に該当）に設けられたボックスガーダー橋に関する委員会（Committee of Inquiry into the Basis of Desig and Method of Erection of Steel Box - Girder Bridges）の報告の中に安全な架設のためにとるべき手段の１つとして，設計の照査（independent check of the Engineers permanent check）という事が挙げられている。

ここでは支間５０ｍ以上のボックスガーダー橋の設計結果については発注者側の同意を得た，設計受託者が選定する他の設計事務所による照査を実施せしめるべきであると云っている。支間５０ｍ～２０ｍの橋については設計を担当した同一事務所の他のチームがこれを照査することで良かろうと述べている。

この様な考え方は我国の設計委託業務の取扱い上制度的に取り上げられ，定着したものはないようであるが，今後のチェック方式の一つとして検討する参考にはなろう。

一般に構造解析のアプリケーションプログラムの照査方法として現場技術者の採択の可能性があると考えられるものは次のように大別できよう。

(1) 既存の設計結果を基にして該当構造物の規模に応じ，適正な断面規模となっているかどうか内挿して照査する方法。

(2) 特定の照査機関又はチームに新規開発のアプリケーションプログラムを登録せしめ，その検定結果に依る方法。[2)]

(3) 既存の有用性の確められた大型汎用プログラムなどにより照査する方法。

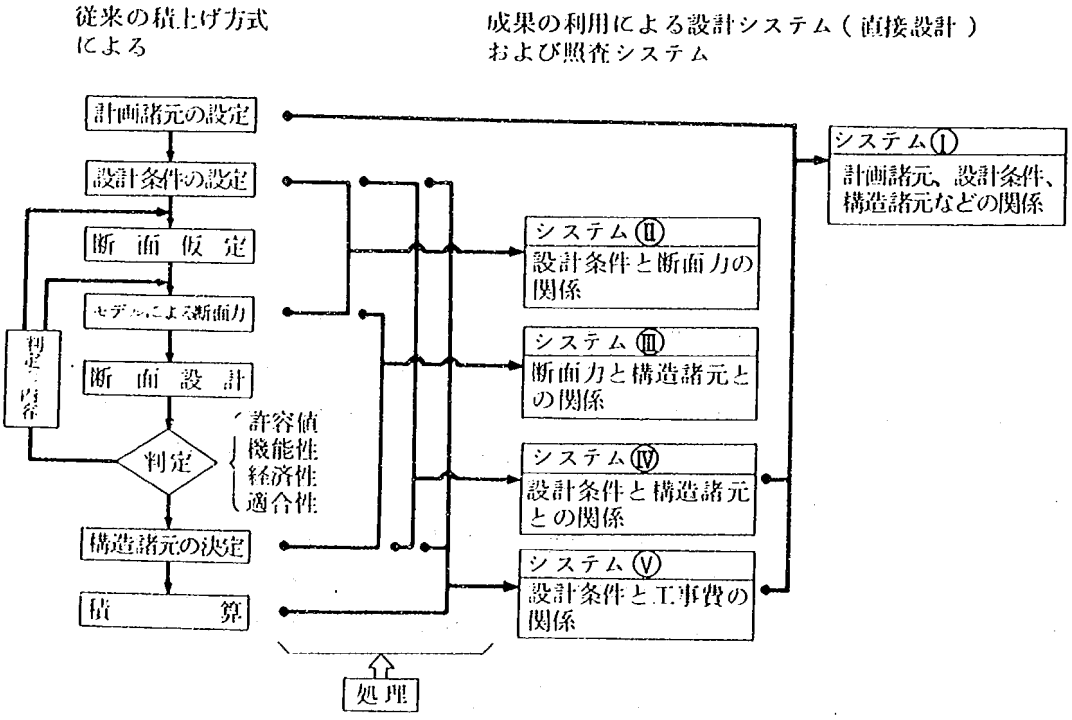
このうち(3)の方法による照査のためには試算会社などが輸入している先進諸外国で開発された大型汎用プログラム[3)]のうち使用可能なものもあろうが，照査のために計算費用を要するし，本来新規プログラムの開発者サイドで実施すべき照査方法と考えられる。

(2)の方法については照査のために訓練技術者を多数要し，組織的にチーム編成をして置く必要があり，また開発プログラムの著作権制度など登録に付随して生ずる諸権の問題を解決しておく必要がある。

現在土木研究所においては(1)の考え方に基く照査システムを開発しているところである。この考え方の概要を以下に簡単に紹介する。

土木研究所が開発を進めているのは，図－1に示すようなシステムであり，現在のところ標準設計で対象としている構造物の設計条件の範囲内に対する照査システムを検討している。

図－1の左側に示す現状の設計システムとしては，標準設計の成果とその作成に使用した自動設



図－1　システム関連図

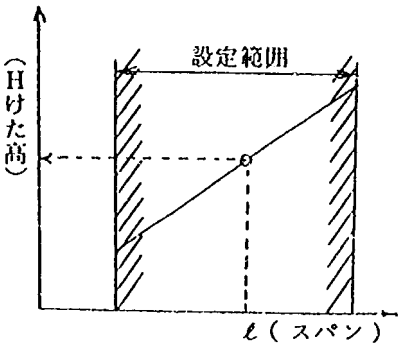
計プログラムを利用するもので，これらによって得られる成果を次のような処理をすることによって，それぞれのシステムを開発する

(1) 代表的な1つの設計条件と構造諸元との関係をプロットすることによって，設定範囲内の設計条件に対する構造諸元を推定する方法。

たとえば，図－２に示すようにスパンと桁高の関係などは，一元的に表現し得るので，各工種に対するものを作成しておけば，その関係から照査できる。

(2) 複数個の条件を示す座標軸の関係から，結果として１つの諸元を推定するノモグラムによる方法。

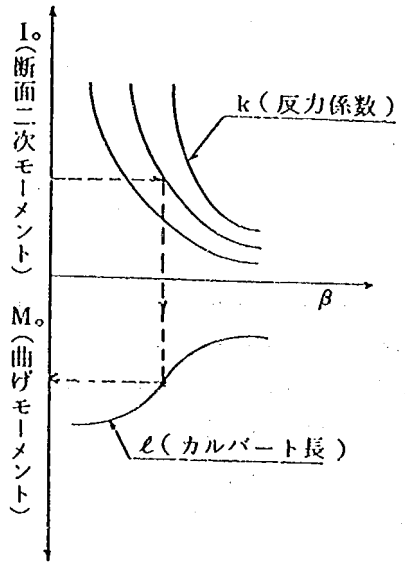
上記(1)で対応できない場合の処理方法で，現在完成しているボックスカルバートの縦方向筋の設計ノモグラム等はこれに当る。すなわち，一般の設計における対応モデルが〝弾性床上のはり〟の理論によっている場合，図－３に示すＩｏ → ｋ → ℓ → Ｍｏの手順をたどることによって照査値を求めることができる。



図－２

(3) 自動設計プログラムによって各種の設計条件に対するデータを発生させ，これらを統計処理することによって設計条件と構造諸元等を回帰式で推定しようとする方法で，回帰式が設定できると，従来の複雑な手順によることなく，それと同等の結果が電卓によって求めることができる。

現在，土構造物のボックスカルバートおよび擁壁については，この方法で検討を進めているが，その１例を以下に示す。



図－３

カルバートにおける設計条件と部材厚の関係は，Ｄｆ≦５ｍ，Ｂｏ≦2.5ｍ Ｈｏ≦2.5ｍの範囲内では次のような回帰式となる。なお，この回帰式によって照査を行う場合は，ｔｉ－△ｔｉ＜Ｔｉ≦ｔｉ＋△ｔｉ との関係が成立すればよいこととなる。ここに，Ｄｆ：土かぶり厚(m)，Ｂｏ：カルバート内空幅(m)，Ｈｏ：カルバート内空高(m)，ｔｉ：各部材の推定値(cm) △ｔｉ：各部材の推定値に対する標準偏差(cm)，Ｔｉ：一般の設計における各部材厚(cm)である。

側壁厚 t_1 ＝１１.９８１＋0.３１３（Ｄｆ・$Ｂｏ^2$）＋0.２２６（$Ｈｏ^3$）

△t_1 ＝0.７４４cm　重相関係数0.９８

頂版厚 t_2 ＝15.0＋0.35（Df・Bo^2）－0.247（Bo・Ho・Df）
－0.155（Ho^4／Bo）＋0.420（Ho^3）

$\triangle t_2$ ＝1.5cm　重相関係数0.92

底版厚 t_3 ＝15.02＋1.314（Bo・Ho・Df）＋0.557（Ho^3・Df／Bo）
＋0.253（Ho^3）－1.703（Df・Ho^2）

$\triangle t_3$ ＝1.11cm　重相関係数0.97

なお，(1)および(2)による手法を用いた設計照査システムについて，一連ボックスカルバートを例として土木研究所資料第1503号にとりまとめたので参考とされたい。

また，図－1に示したそれぞれのシステムを開発することによって次のような効果が得られる。

① 各設計段階における照査システムとなる。

② 設計条件から直接構造諸元の指定も可能となることから，初期値設定に利用できるとともに，比較設計システムともなる。

③ 各構造物の設計マニュアルの作成も可能である。

④ 構造物設計を総合的に行うことができる。

以上簡単に紹介した土木研究所で開発中の照査システムは，建設省制定土木構造物標準設計に集録されている範囲の構造物と断面規模程度である。

したがって，個々の特殊構造物，個々の大規模構造物等の設計照査システムは，現在確立されていない状態であり，「一般的」な構造設計のチェックシステムは，なお残された今後の課題である。

参考文献

1) Dept.of Environmeut : Inquiry into the Basis of Degign and Method of Erection of Steel-Box Girder Bridges, － Committee Report1973

2) 大久保忠良：橋梁の設計・解析プログラムの登録制 － 土木技術資料 17－7，1975

3) 藤原稔：GENESYS － 英国における汎用プログラム開発の試み，
－ 道路 1972年 10月号

4) 土木研究所資料第1503号
設計照査システムの提案(一連ボックスカルバートを例として)，昭和54年3月

（システム課）

一日土研集

土木研究所資料第1542号
昭和55年2月（1980）
企画部企画課

キイワード　一日土研

要旨　沖縄総合事務局（S．52），関東地建（S．53），九州地建（S．54）で開催された一日土研の回答集を集録したものである。

郵便はがき

3 0 5 − □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
企画部企画課 行

20円切手をはって下さい

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1542号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印